



Comune di Endine Gaiano Provincia di Bergamo

FORMAZIONE NUOVA BERLINESE A SOSTEGNO DEL MURO ESISTENTE EX MUNICIPIO

OGGETTO: INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL MUNICIPIO E
REGIMAZIONE DELLE ACQUE DI PERTINENZA DEL RETICOLO
IDRICO MINORE PASSANTE PER L'EDIFICIO COMUNALE DI
ENDINE GAIANO (BG)

COMMITTENTE: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI ENDINE GAIANO

- **RELAZIONE GEOTECNICA, DI CALCOLO E SUI MATERIALI**
- **VERIFICA DI SICUREZZA (S.L.U.) DI TIPO GEOTECNICO E IDRAULICA: METODO DELL'EQUILIBRIO DI ROTTURA**
- **VERIFICA DI SICUREZZA (S.L.U.) DI TIPO GEOTECNICO E IDRAULICA: MODELLO DI "WINKLER" CON IL METODO AGLI ELEMENTI FINITI**

Gazzaniga; maggio 2022

Il Tecnico

(Ing. Italo Madaschi)





**Comune di Endine Gaiano
Provincia di Bergamo**

**FORMAZIONE NUOVA BERLINESE
A SOSTEGNO DEL MURO ESISTENTE
EX MUNICIPIO**

OGGETTO: INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL MUNICIPIO E
REGIMAZIONE DELLE ACQUE DI PERTINENZA DEL RETICOLO
IDRICO MINORE PASSANTE PER L'EDIFICIO COMUNALE DI
ENDINE GAIANO (BG)

COMMITTENTE: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI ENDINE GAIANO

- **RELAZIONE GEOTECNICA, DI CALCOLO E SUI
MATERIALI**

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 2 di 120
--	---	---------------

INDICE

1	PREMESSA, DESCRIZIONE DEL SITO E DELLE OPERE	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.1	Definizioni	7
3	IMPOSTAZIONE STRUTTURALE E MECCANISMI DI FUNZIONAMENTO	7
4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	8
5	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	9
6	PRE-DIMENSIONAMENTO.....	10
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
7.1	Caratterizzazione e modellazione geologica del sito	10
7.2	Programma e risultati delle indagini geotecniche.....	12
7.3	Caratterizzazione e modellazione geotecnica	12
8	MATERIALI DA COSTRUZIONE DA IMPIEGARE	12
8.1	Paratie in c.a. - calcolo "agli stati limite"	12
8.1.1	Calcestruzzo	13
8.1.1.1	Resistenza a compressione	13
8.1.1.2	Resistenza a trazione	13
8.1.1.3	Modulo elastico	14
8.1.2	Acciaio per C.A.	14
8.1.2.1	Resistenza a trazione/compressione	14
8.1.2.2	Modulo elastico	14
8.1.2.3	Rapporto di sovrarresistenza	14
8.1.3	Aderenza acciaio-cla	14
8.2	Paratie in c.a. - calcolo "alle tensioni ammissibili"	15
8.2.1	Calcestruzzo	15
8.2.1.1	Tensioni normali di compressione ammissibili	15
8.2.1.2	Tensioni tangenziali ammissibili	16
8.2.1.3	Tensioni di aderenza	16
8.2.1.4	Modulo elastico	16
8.2.2	Acciaio	16
8.2.2.1	Tensioni ammissibili	16
8.2.2.2	Modulo elastico	16
8.3	Paratie in acciaio - calcolo "agli stati limite"	17
8.4	Paratie in acciaio - calcolo "alle tensioni ammissibili"	17
8.5	Prove di accettazione	18
9	ANALISI DEI CARICHI (AZIONI)	18
9.1	Generalità	18
9.2	Peso proprio strutturale	18
9.3	Spinte dei terreni	19
9.3.1	Teoria di Coulomb generalizzata - Metodo dell'equilibrio limite globale del cuneo di spinta ...	19
9.3.1.1	Terreno spingente incoerente e assenza di pressioni neutre	19
9.3.1.2	terreno spingente coerente e/o presenza di pressioni neutre	22
9.3.2	Integrazione diagramma delle pressioni (coeff. di spinta di Coulomb-Muller Breslau)	23

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 3 di 120
--	---	---------------

9.3.3	Integrazione diagramma delle pressioni (coeff. di spinta di Lancellotta e Mylonakis).....	25
9.3.3.1	Formulazione di Lancellotta (2002-2007) (teoria della plasticità)	25
9.3.3.2	Formulazione di Mylonakis et al. (2007) (teoria della plasticità)	26
9.4	Azione sismica	26
9.4.1	NTC 2008 e NTC 2018 – approccio agli Stati Limite	26
9.4.1.1	Pericolosità sismica di base.....	26
9.4.1.2	Stati limite e relative probabilità di superamento	27
9.4.1.3	Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche	30
9.4.2	D.M. 16/01/1996 – approccio alle tensioni ammissibili	30
9.4.3	Calcolo dei coefficienti sismici	30
9.4.4	Analisi pseudo-statica.....	33
10	COMBINAZIONI DI CARICO O DELLE AZIONI	36
10.1	Combinazioni per gli Stati Limite Ultimi	36
10.1.1	Combinazioni di carico fondamentali.....	36
10.1.2	Combinazioni di carico sismiche	38
10.2	Combinazioni per gli Stati Limite di Esercizio	38
10.2.1	Combinazione di carico “caratteristica” o “rara”	38
10.2.2	Combinazione di carico “frequente”	38
10.2.3	Combinazione di carico “quasi permanente”	39
10.2.4	Combinazione di carico sismica	39
10.3	Combinazioni con il metodo alle Tensioni Ammissibili	39
11	VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U.) DI TIPO GEOTECNICO E IDRAULICO.....	40
11.1	Introduzione e approcci di calcolo	40
11.2	Verifica alla rotazione intorno a un punto dell’opera (atto di moto rigido) – calcolo profondità di infissione paratia	45
11.2.1	Paratie senza ancoraggio (a sbalzo).....	45
11.2.2	Paratie con un ordine di ancoraggi (tirante di ancoraggio)	48
11.2.2.1	Metodo del supporto libero al piede (free earth method)	48
11.3	Verifica al carico limite del complesso paratia-terreno nei riguardi dei carichi verticali di compressione e di trazione.....	50
11.3.1	Resistenza alla punta	51
11.3.2	Resistenza laterale.....	53
11.3.3	Verifiche di sicurezza al carico limite assiale	54
11.4	Verifica di stabilità globale del complesso pendio-paratia	55
11.5	Verifica a sifonamento del fondo scavo (HYD)	59
11.6	Verifica all’instabilità del fondo scavo per sollevamento (UPL)	62
11.7	Stabilità nei confronti della liquefazione (in condizioni sismiche)	64
12	CALCOLO DELLE PARATIE CON IL METODO AGLI ELEMENTI FINITI (FEM).....	65
12.1	Introduzione	65
12.2	Carichi che agiscono sulla paratia	67
12.3	Impostazione del problema.....	67
12.4	Modellazione dei tiranti e puntoni.....	72
12.5	Modellazione del terreno	72
12.5.1	Molle elastico-lineari: analisi lineare	74
12.5.2	Molle elastiche-perfettamente plastiche: analisi non lineare	74
13	VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U.) DI TIPO STRUTTURALE.....	77
13.1	Introduzione	77

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 4 di 120
--	---	---------------

13.2	Verifiche strutturali nelle paratie in C.A.	78
13.2.1	Verifiche allo S.L.U. per tensioni normali (sforzo normale e/o momento flettente)	79
13.2.2	Verifiche allo S.L.U. per sollecitazioni di taglio	85
13.2.3	Verifiche alle tensioni ammissibili	87
13.3	Verifiche strutturali nelle paratie in acciaio	89
13.3.1	Calcolo alle tensioni ammissibili	89
13.3.1.1	Sforzo normale centrato	90
13.3.1.2	Flessione semplice	91
13.3.1.3	Sforzo normale eccentrico	91
13.3.1.4	Taglio	91
13.3.1.5	Combinazione di più sollecitazioni e verifica di resistenza nel caso generale	92
13.3.2	Calcolo agli S.L.U.	92
13.3.2.1	Classificazione delle sezioni	93
13.3.2.2	Verifica in campo elastico	94
13.3.2.3	Trazione semplice	95
13.3.2.4	Compressione semplice	95
13.3.2.5	Flessione retta	95
13.3.2.6	Taglio	96
13.3.2.7	Flessione e taglio	96
13.3.2.8	Presso o tenso-flessione retta	96
13.3.2.9	Altre combinazioni di sollecitazioni	97
13.4	Verifiche strutturali nelle paratie di micropali	97
13.5	Verifiche strutturali nelle travi di contrasto/cordoli	98
14	VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U.) PER I TIRANTI DI ANCORAGGIO	99
14.1	Introduzione	99
14.2	Verifica allo sfilamento del tirante (GEO)	101
14.3	Verifica alla rottura del tirante di acciaio (STR)	106
14.4	Verifica di aderenza acciaio-calcestruzzo (STR)	107
14.5	Verifica gerarchie resistenze	107
15	VERIFICHE DELLE PRESTAZIONI O DI ESERCIZIO (S.L.E.)	108
15.1	Calcolo degli spostamenti	108
15.1.1	In assenza di azione sismica	108
15.1.2	In presenza di azione sismica – Stato Limite di Danno (SLD)	108
15.2	Verifica di fessurazione paratie in c.a.	109
15.2.1	Metodo DM 9/1/1996 e circolare 15/10/1996 n. 252	110
15.2.2	Metodo DM 14/08/2008 e circolare 2/2/2009 n. 617	111
15.3	Verifica delle tensioni di esercizio nelle paratie in c.a.	112
16	DETTAGLI COSTRUTTIVI E REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE PER LE PARATIE IN C.A.	112
16.1	Armature nelle fondazioni	112
16.1.1	Metodo tensioni ammissibili	112
16.1.2	Metodo agli Stati Limite	112
16.1.2.1	Fondazioni superficiali	112
16.1.2.2	Pali di fondazione	113
16.2	Armature nelle travi (longitudinale a flessione e trasversale a taglio)	113
16.2.1	Metodo tensioni ammissibili	113
16.2.2	Metodo agli Stati Limite	114
16.2.2.1	Assenza di azioni sismiche o presenza di azioni sismiche in strutture a comportamento non dissipativo	114

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 5 di 120
--	---	---------------

16.2.2.2	Presenza di azioni sismiche in strutture a comportamento dissipativo	114
16.3	Copriferro e interferro.....	115
16.4	Ancoraggio delle barre e loro giunzione	115
17	REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DI PARATIE IN ACCIAIO	116
18	ULTERIORI PRESCRIZIONI.....	116
18.1	Piano di controllo e monitoraggio.....	116
18.2	Piano di manutenzione.....	116
19	DICHIARAZIONI SECONDO LE NTC (CAPITOLO 10.2) E CIRCOLARE N. 7/2019	116
19.1	Analisi e verifiche svolte con l'ausilio del codice di calcolo Paratie.Az	116
19.2	Tipo di analisi svolte	117
19.3	Origine e caratteristiche del codice di calcolo	118
19.4	Affidabilità del codice di calcolo	119
19.5	Modalità di presentazione dei risultati	119
19.6	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	119

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 6 di 120
--	---	---------------

1 PREMESSA, DESCRIZIONE DEL SITO E DELLE OPERE

La presente relazione di calcolo si riferisce alle paratie/palancole, previste in progetto, da realizzare presso la sede del ex municipio di Endine Gaiano (BG) in via Francesco Nullo a Endine.

La scelta del tipo di opera di sostegno è stata fatta anche sulla base delle risultanze delle indagini geologiche e geotecniche sul sito di costruzione.

Tutti i dati di input assunti, con le relative unità di misura, e i risultati di calcolo delle azioni, sollecitazioni, caratteristiche dei materiali, verifiche geotecniche e strutturali, relativi al presente progetto, sono riportati nel Tabulato di calcolo qui allegato. prodotto dal software utilizzato.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel presente progetto si utilizza il **Metodo agli Stati Limite di cui al D.M. 2018**

La normativa di riferimento per le indagini geognostiche, il calcolo, la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno previste in progetto è dunque la seguente:

- **Legge 05/11/1971, n. 1086** – *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*;
- **Legge 02/02/1974, n. 64** – *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*;
- **Istruzioni CNR 10024/86** – *Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*;
- **D.P.R. 06/06/2001, n. 380** – *Testo unico per l'edilizia*;
- **D.M. 14/01/2008** - *Norme Tecniche sulle Costruzioni* (nel seguito anche “**NTC 2008**”);
- **Circolare 02/02/2009, n. 617** – *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **D.M. 17/01/2018** - *Norme Tecniche sulle Costruzioni* (nel seguito anche “**NTC**” o “**NTC 2018**”);
- **Circ. 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP.** – *Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.*
- **DM 11/03/1988** – *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*;
- **Circolare Min. LL.PP. 24/09/1988, n. 30483** – *Legge 2 febbraio 1974 – D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione,*

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 7 di 120
--	---	---------------

l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

- **DM 11/02/1992** – Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **DM 16/01/1996** – Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- **Circolare Min. LL.PP. 10/04/1997, n. 65/AA.GG.** – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

Quest'ultimo blocco di norme (a partire dal DM 11/03/1988) si devono applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle NTC 2008. Le azioni sismiche si valutano assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B.4 del D.M. 16/01/1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui a quest'ultimo D.M., nonché alla Circ. LL. PP. 10/04/1997, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

2.1 Definizioni

Stato limite: è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle NTC.

Durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali (caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture) per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui ci si trova e del livello previsto di manutenzione.

3 IMPOSTAZIONE STRUTTURALE E MECCANISMI DI FUNZIONAMENTO

Le paratie sono pareti verticali parzialmente o interamente immerse nel terreno, che possono avere funzione idraulica, di sostegno del terreno, di fondazione profonda o mista. Sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione anche in problemi legati alla stabilizzazione di versanti, in opere marittime e per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei.

Nel termine paratia si comprendono le **palancole** e i **diaframmi**, strutture che possono differire molto fra di loro sia come materiale costituente, sia come tecnica di messa in opera, sia come geometria, ma che hanno in comune il meccanismo di funzionamento.

I diaframmi utilizzati come opere di sostegno delle terre¹ sono pareti in c.a. realizzate con pali accostati, pali intersecantisi o con pannelli, che possono raggiungere elevate

¹ I diaframmi con funzione idraulica (ad es. come taglianti impermeabili di argini e dighe in terra, o a protezione dall'inquinamento della falda, oppure filtri impermeabili di depurazione delle acque, etc.) sono realizzati con materiali diversi (calcestruzzo non armato, conglomerato bituminoso, ...).

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 8 di 120
--	---	---------------

profondità. Il loro uso consente di ridurre al minimo i volumi di scavo e le aree di lavoro, per cui sono spesso impiegati in ambiente urbano. Per limitare la flessibilità della struttura sono spesso vincolati al terreno con **tiranti di ancoraggio**, anche a più livelli, o con puntelli provvisori, che sono poi sostituiti, nella loro funzione, dai solai della struttura definitiva. Talvolta, per aumentare la rigidità flessionale, i diaframmi sono ottenuti accostando elementi con sezione a T o ad H. Più raramente sono precompressi in opera.

Le paratie con funzione di sostegno del terreno sono pareti verticali immorsate nel terreno, con quota diversa ai due lati della parete. Tale differenza di quota può essere dovuta a uno scavo o ad un riporto. Nel primo caso la struttura è interamente a contatto con il terreno naturale, nel secondo caso il terreno di fondazione è naturale e quello sostenuto è di riporto.

Nelle paratie la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni. Il meccanismo di funzionamento delle paratie si basa sul fatto che l'intensità della spinta che esercita il terreno sulla parete dipende dal movimento della parete e quindi dalle conseguenti deformazioni del terreno. In condizioni di equilibrio, le azioni orizzontali a monte e a valle della struttura hanno risultante di uguale intensità, verso opposto, e stessa retta di azione. Nella risultante vanno comprese le eventuali forze concentrate trasmesse da vincoli, come tiranti di ancoraggio o puntoni.

Nella progettazione corrente le tensioni orizzontali che esercita il terreno sulla paratia si determinano con metodi all'equilibrio limite. Molto utilizzato è pure il metodo agli elementi finiti che consente di ottenere anche gli spostamenti dell'opera sotto carico.

Per le paratie il calcolo degli elementi strutturali costituenti la paratia viene svolto considerando lo schema di trave verticale soggetta a carichi orizzontali trasmessi dal terreno circostante. Lo stato di sollecitazione che si genera in ogni sezione della paratia è di tipo piano (sforzo normale N, taglio T e momento flettente M).

4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle strutture previste in progetto viene utilizzato il **Metodo semiprobabilistico agli Stati Limite** basato sull'impiego di **coefficienti parziali di sicurezza** sulle resistenze dei materiali (riduzione delle resistenze), sui carichi agenti (amplificazione dei carichi) e sui sistemi strutturali e geotecnici. I coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze dei materiali (γ_M) e delle azioni (γ_F), per loro natura variabili aleatorie, tengono conto della variabilità delle rispettive grandezze, delle incertezze relative alle tolleranze geometriche e dell'affidabilità del modello di calcolo. I coefficienti parziali sono fissati dalle NTC.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è generalmente espressa dalla seguente equazione formale:

$$E_d \leq R_d$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 9 di 120
--	---	---------------

in cui E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto delle azioni, funzione delle azioni di progetto (F_d) e della geometria del problema, mentre R_d è la resistenza di progetto, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati (X_d) e della geometria di progetto.

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione $X_d = X_k / \gamma_M$.

Il valore di progetto della generica azione agente sulla costruzione F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione $F_d = \gamma_F F_k$.

Nel caso di combinazione di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove ψ_0 è un opportuno coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

In condizioni di esercizio (SLE) la verifica si effettua confrontando il valore limite di progetto C_d dell'aspetto di funzionalità esaminato (es. spostamento massimo ammissibile) con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d):

$$E_d \leq C_d$$

5 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Con riferimento alla tabella 2.4.I delle NTC, la **vita nominale di progetto** V_N dell'opera strutturale di che trattasi viene fissata in **50 anni**.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In tale periodo la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere

usata per lo scopo al quale è destinata.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si fissa come **classe d'uso** la **II** (tra le quattro previste dalla norma di cui al paragrafo 2.4.2. delle NTC), a cui corrisponde il coefficiente d'uso $C_u = 1$.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 10 di 120
--	---	----------------

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

In funzione della vita nominale e del coefficiente d'uso assunti si calcola il **periodo di riferimento V_R** necessario per valutare l'azione sismica di progetto:

$$V_R = V_N C_U = \mathbf{50 \text{ anni}} \quad (\geq 35 \text{ anni})$$

Secondo le norme vigenti, le verifiche sismiche di opere provvisorie o di strutture in fase costruttiva possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a due anni.

6 PRE-DIMENSIONAMENTO

Il pre-dimensionamento geometrico della paratia, incluso il numero, la disposizione e la geometria di eventuali tiranti o puntoni, riportato nel Tabulato allagato, è stato fatto sulla base dell'esperienza e delle regole empiriche riscontrabili in letteratura tecnica. La profondità di infissione può essere determinata dal software eseguendo il calcolo di progetto con il calcolo classico dell'equilibrio limite.

Nel caso in cui le verifiche geotecniche e strutturali previste dalla normativa non risultano soddisfatte si procede a rivedere il pre-dimensionamento effettuato e/o a variare i materiali da impiegare.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

La caratterizzazione e modellazione geologica del sito è propedeutica all'impostazione della progettazione geotecnica.

Di seguito di riportano i risultati estrapolati dalla relazione geologica/geotecnica del Geol. Chiodelli Alessandro che, in corrispondenza dell'area oggetto di intervento, ha provveduto alla realizzazione di un sondaggio

VECCHIO MUNICIPIO – SONDAGGIO S2

PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI SITO-SPECIFICI

IN CONDIZIONI DI RESISTENZE COMPENSATE

LIVELLO STRATIGRAFICO	PESO SPECIFICO NATURALE	PESO SPECIFICO SATURO	ANGOLO D'ATTRITO	COESIONE NON DRENATA	MODULO ELASTICO
Livello R Riporto 0 – 2 m	16,00 kN/m ³	18,50 kN/m ³	22°-23°	-	15000 kN/m ²
Livello A Regolite 2 – 7,4 m	20,78 kN/m ³	21,17 kN/m ³	29°-30°	-	40955,28 kN/m ²
Livello B Roccia debole 7,4 – 20 m	22,00 kN/m ³	22,50 kN/m ³	32°-35°	-	60000 kN/m ²

IN CONDIZIONI DI RESISTENZE NON COMPENSATE

LIVELLO STRATIGRAFICO	PESO SPECIFICO NATURALE	PESO SPECIFICO SATURO	ANGOLO D'ATTRITO	COESIONE NON DRENATA	MODULO ELASTICO
Livello R Riporto 0 – 7 m	15,50 kN/m ³	18,00 kN/m ³	21°-22°	-	10000 kN/m ²
Livello A Regolite 7 – 10 m	18,64 kN/m ³	19,87 kN/m ³	27°-28°	-	26598,97 kN/m ²
Livello B Roccia debole 10 – 20 m	21,00 kN/m ³	21,50 kN/m ³	30°-32°	-	50000 kN/m ²

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 12 di 120
--	--	----------------

7.2 Programma e risultati delle indagini geotecniche

Le indagini geotecniche, programmate e definite dal progettista in funzione del tipo di opera e/o intervento, riguardano il **volume significativo** (parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il comportamento del manufatto stesso) e sono finalizzate alla definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate da laboratori di cui all'articolo 59 del DPR n. 380/2001, il cui elenco è depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle infrastrutture.

Ai fini sismici, le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti tipografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile. La caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri del paragrafo 3.2.2 delle NTC.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche attribuite ai terreni, ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito, sono riportati nell'allegato Tabulato di calcolo.

7.3 Caratterizzazione e modellazione geotecnica

Il modello geotecnico, ossia lo schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico (stratificazioni, ...), del regime delle pressioni interstiziali e che comprenda i valori caratteristici delle grandezze fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce coinvolte per l'analisi quantitativa dei problemi geotecnici, è indicato nell'allegato Tabulato di calcolo.

Il **valore caratteristico di un parametro geotecnico** è una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. Deve derivare dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e prove e misure in sito.

8 MATERIALI DA COSTRUZIONE DA IMPIEGARE

8.1 Paratie in c.a. - calcolo "agli stati limite"

Nelle paratie in c.a. il peso dell'unità di volume del cls non armato si assume pari a 24 kN/m³, mentre quello del cls armato (e/o precompresso) si assume pari a 25 kN/m³. L'acciaio per c.a. che occorre adottare è il tipo **B450C** (acciaio ad aderenza migliorata), sia per l'armatura longitudinale a flessione che per quella trasversale a taglio o di ripartizione. L'utilizzo dell'acciaio B450A è possibile solo per armatura di ripartizione con diametri compresi tra 5 e 10 mm.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 13 di 120
--	---	----------------

Le caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio in sede progettuale sono desunte dalle formulazioni di cui al cap. 4.1.2 e 11 delle NTC. Il Tabulato di calcolo allegato riporta i valori delle resistenze dei materiali, determinati sulla base delle formule di seguito indicate.

8.1.1 CALCESTRUZZO

8.1.1.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE

Fissata la resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni R_{ck} del cls, si calcola la resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni con la seguente espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

Il valore medio della resistenza cilindrica è dato dall'espressione (N/mm²):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

La resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo f_{cd} è data da:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo, pari a 0,85, per le resistenze di lunga durata;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo (pari a 1,5).

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd} .

Il coefficiente γ_c può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%.

8.1.1.2 RESISTENZA A TRAZIONE

La resistenza media a trazione semplice (assiale) si assume pari a:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi}^2 \text{ di cls} \leq \text{C50/60}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad \text{per classi di cls} > \text{C50/60}$$

Il valore caratteristico della resistenza a trazione è dato da

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

La resistenza di progetto a trazione f_{ctd} vale:

² La classe di resistenza del cls comprende i valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 14 di 120
--	---	----------------

$$f_{ctd} = \frac{f_{tck}}{\gamma_c}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a trazione va ridotta a 0,80 f_{ctd} .

Per il coefficiente γ_c vale quanto detto prima per la resistenza a compressione.

8.1.1.3 MODULO ELASTICO

Per il modulo elastico si assume, in sede di progettazione, il valore (N/mm²):

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3}$$

8.1.2 ACCIAIO PER C.A.

8.1.2.1 RESISTENZA A TRAZIONE/COMPRESSIONE

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15);
- f_{yk} per l'armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2 NTC; per l'acciaio B450C si ha $f_{yk}=4.400 \text{ kg/cm}^2 = 450 \text{ N/mm}^2$), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce) (v. Tab. 11.3.VII NTC).

8.1.2.2 MODULO ELASTICO

Per il modulo elastico dell'acciaio si assume, in sede di progettazione, il valore:

$$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2 = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$$

8.1.2.3 RAPPORTO DI SOVRARESISTENZA

Per il rapporto di sovra-resistenza o fattore di incrudimento, definito da $k = (f_t/f_y)_k$ valore caratteristico del rapporto tra tensione di rottura e tensione di snervamento, si può assumere in fase di progettazione il valore $k=1,2$ (v. Tab. 11.3.Ia-b delle NTC).

8.1.3 ADERENZA ACCIAIO-CLS

La resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla f_{bd} vale:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} \quad \text{in cui:}$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 15 di 120
--	---	----------------

$\eta_1 = 1$ in condizione di buona aderenza

$\eta_1 = 0,7$ in condizione di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseformi scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti

$\eta_2 = 1$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta = \frac{132 - \phi}{100}$ per barre di diametro superiore (ϕ in mm)

Per le regole di dettaglio si può fare utile riferimento alla sezione 8 della norma UNI EN 1992-1-1.

8.2 Paratie in c.a. - calcolo “alle tensioni ammissibili”

Fissata la resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni R_{ck} del cls e il tipo di acciaio vengono calcolate le tensioni ammissibili utilizzando le formule riportate nella normativa di riferimento DM 14 febbraio 1992.

8.2.1 CALCESTRUZZO

8.2.1.1 TENSIONI NORMALI DI COMPRESSIONE AMMISSIBILI

Per travi, solette e pilastri soggetti a flessione o presso-flessione la tensione ammissibile vale (kg/cm²):

$$\sigma_{ca} = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4}$$

Nei calcoli ordinari si assume R_{ck} compreso tra 150 e 400 kg/cm².

Nelle solette di spessore minore di 5 cm la tensione ammissibile è ridotta del 30%.

Nelle travi a T con soletta collaborante la tensione ammissibile è ridotta:

- del 30% per le solette di spessore $s < 5$ cm;
- del 10% per le solette di spessore $s \geq 5$ cm.

Per i pilastri calcolati a compressione semplice la tensione ammissibile assume il valore ridotto:

$$\sigma_{car} = 0,7 \cdot [1 - 0,03 \cdot (25 - s)] \cdot \sigma_{ca} \quad \text{per } s < 25 \text{ cm}$$

$$\sigma_{car} = 0,7 \cdot \sigma_{ca} \quad \text{per } s \geq 25 \text{ cm}$$

con s dimensione trasversale minima della sezione.

Nella sollecitazione di presso-flessione la tensione media dell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice di cui prima.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 16 di 120
--	---	----------------

8.2.1.2 TENSIONI TANGENZIALI AMMISSIBILI

Non viene effettuato il calcolo delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime nel cls, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano il valore di τ_{c0} dato dall'espressione (in kg/cm²):

$$\tau_{c0} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75}$$

Nelle zone ove le tensioni tangenziali superano τ_{c0} gli sforzi tangenziali sono integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento. La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

$$\tau_{c1} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35}$$

Nel caso di sollecitazioni combinate di taglio e torsione τ_{c1} viene aumentato del 10%.

8.2.1.3 TENSIONI DI ADERENZA

Le tensioni tangenziali di aderenza delle barre, nella ipotesi di ripartizione uniforme, non devono superare i valori di:

$$\tau_b = 1,5 * \tau_{c0} \quad \text{per barre tonde lisce}$$

$$\tau_b = 3,0 * \tau_{c0} \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

8.2.1.4 MODULO ELASTICO

Il modulo elastico longitudinale del cls si calcola con la formula:

$$E_c = 18.000 \sqrt{R_{ck}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$E_c = 5.700 \sqrt{R_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

8.2.2 ACCIAIO

8.2.2.1 TENSIONI AMMISSIBILI

Le norme forniscono le seguenti tensioni ammissibili, in base al tipo di acciaio:

$$\text{Fe B 22k} \rightarrow \sigma_{fa} = 1200 \text{ kg/cm}^2 = 115 \text{ N/mm}^2 \text{ (tens. snervamento 2.200 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Fe B 32k} \rightarrow \sigma_{fa} = 1600 \text{ kg/cm}^2 = 155 \text{ N/mm}^2 \text{ (tens. snervamento 3.200 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Fe B 38k} \rightarrow \sigma_{fa} = 2200 \text{ kg/cm}^2 = 215 \text{ N/mm}^2 \text{ (tens. snervamento 3.800 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Fe B 44k} \rightarrow \sigma_{fa} = 2600 \text{ kg/cm}^2 = 255 \text{ N/mm}^2 \text{ (tens. snervamento 4.400 kg/cm}^2\text{)}$$

8.2.2.2 MODULO ELASTICO

Il modulo elastico longitudinale dell'acciaio vale:

$$E_s = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2 = 206.000 \text{ N/mm}^2$$

8.3 Paratie in acciaio - calcolo “agli stati limite”

Viene utilizzato acciaio laminato per uso strutturale appartenente ai gradi da S235 a S460 con caratteristiche conformi ai requisiti di cui al paragr. 11.3.4 delle NTC. Per strutture soggette ad azioni sismiche gli acciai da carpenteria devono soddisfare anche i requisiti prescritti al paragr. 11.3.4.9 delle NTC:

- rapporto tra valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} e tensione di snervamento f_{yk} maggiore di 1,10 e allungamento a rottura A_5 , misurato su provino standard, non inferiore al 20%;
- tensione di snervamento media $f_{y,media}$ non inferiore a 1,20 f_{yk} per acciaio S235 e S275, oppure a 1,10 f_{yk} per acciai S355, S420 e S460;
- (eventuali) collegamenti bullonati realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle 4.2.I e 4.2.II delle NTC, in funzione della classe dell'acciaio e dello spessore nominale “t” dell'elemento.

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è data dalla seguente espressione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove:

f_{yk} è il valore della tensione caratteristica di snervamento

γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza delle sezioni pari a 1,05.

Il **modulo elastico longitudinale** dell'acciaio è pari a $E_s = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2 = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

Lo spessore dei profilati laminati a caldo previsti in progetto rispetta il limite minimo dei 4 mm previsto dalla normativa (4.2.9.1 NTC).

Non è previsto l'uso di acciaio incrudito.

8.4 Paratie in acciaio - calcolo “alle tensioni ammissibili”

Le tensioni ammissibili σ_a , la tensioni di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} sono fissate dalla normativa, in funzione del tipo di acciaio, e valgono (N/mm^2):

Tipo di acciaio	σ_a		f_{yk}	f_{tk}
	$t \leq 40 \text{ mm}$ (spessore)	$t > 40 \text{ mm}$		
Fe 360	160	140	235	360
Fe 430	190	170	275	430
Fe 510	240	210	355	510

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 18 di 120
--	---	----------------

dove t è lo spessore dell'elemento.

Il modulo elastico longitudinale dell'acciaio è pari a $E_s = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2 = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

8.5 Prove di accettazione

I materiali e i prodotti di cui è prevista in progetto l'utilizzazione saranno sottoposti alle procedure ed alle prove sperimentali di accettazione prescritte dalle NTC.

9 ANALISI DEI CARICHI (AZIONI)

9.1 Generalità

In questo capitolo si relaziona sulle azioni agenti sull'opera di sostegno in esame.

Le azioni vengono combinate direttamente dal software **Paratie.Az** secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Azioni permanenti (G) (azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità tale da non provocare accelerazioni significative nella struttura)

- ✓ peso proprio degli elementi strutturali; peso proprio del terreno; spinte del terreno e dell'acqua (G_1)
- ✓ peso proprio di tutti gli elementi non strutturali portati (G_2)
- ✓ eventuali carichi permanenti concentrati che gravano in testa o lungo la paratia, carichi distribuiti sulla paratia e concentrati o distribuiti sul terrapieno di monte e di valle (costruzioni, depositi di materiali ecc.)

Azioni variabili (Q) (azioni che agiscono sulla costruzione con valori variabili, anche sensibilmente, nel tempo)

- ✓ sovraccarichi variabili che agiscono sul terrapieno di monte (es. traffico veicolare circolante su strada)
- ✓ spinte del terreno prodotte per effetto di sovraccarichi variabili applicati sul terrapieno

Azioni sismiche (E) (azioni dinamiche derivanti dai terremoti che causano significative accelerazioni della struttura).

9.2 Peso proprio strutturale

Viene determinato in automatico dal software in funzione delle dimensioni geometriche dell'opera di sostegno e dei pesi dell'unità di volume dei materiali coinvolti. In fase di

progettazione possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati in tab. 3.1.1 delle NTC:

Materiale	Peso unità di volume	
	Kg/m³	KN/m³
Cls ordinario	2400	24
Cls armato normale e precompresso	2500	25
Malta di calce	1800	18
Malta di cemento	2100	21
Sabbia	1700	17
Acciaio	7850	78,5
Tufo vulcanico	1700	17
Calcare compatto	2600	26
Calcare tenero	2200	22
Laterizio pieno	1800	18

9.3 Spinte dei terreni

9.3.1 TEORIA DI COULOMB GENERALIZZATA - METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE GLOBALE DEL CUNEO DI SPINTA

9.3.1.1 TERRENO SPINGENTE INCOERENTE E ASSENZA DI PRESSIONI NEUTRE

La **Teoria di Coulomb**, applicabile al caso di terreno spingente omogeneo e profilo topografico del terrapieno di monte rettilineo, è basata sull'equilibrio limite globale del cuneo di spinta e fu sviluppata dallo stesso nel 1773 e rappresenta il primo lavoro inteso ad affrontare in modo razionale il problema della determinazione della spinta delle terre. Alla luce dei recenti studi si può affermare che la teoria di Coulomb, generalizzata successivamente da Mayniel (1808) e Muller-Breslau (1906), fornisce ottimi risultati, molto vicini ai valori reali soprattutto per la spinta attiva. È possibile tenere conto di molti fattori che influenzano il valore della spinta: inclinazione del paramento dell'opera, inclinazione della superficie superiore del terrapieno, attrito terra-opera, presenza di sovraccarico, azioni sismiche ecc.

La **spinta attiva** si sviluppa quando il muro è libero di spostarsi verso valle rispetto al terrapieno di spinta. Quando il movimento è tale da mobilitare appieno la resistenza del terreno spingente si raggiunge la minima spinta agente sul muro, detta spinta attiva, che è spesso assunta come spinta di progetto (bastano movimenti anche ridotti, specialmente nel caso di terrapieno con coesione nulla, per mobilitare la spinta attiva). Per muri realizzati con maggiori limitazioni dei movimenti (muri con tiranti, spalle di ponti, muri su pali, muri di cantina) la spinta del terreno che occorre considerare è maggiore di quella attiva (cosiddetta **spinta a riposo**). La **spinta passiva**, invece, si sviluppa quando il muro tende a muoversi verso il terrapieno. Quando il movimento è tale da mobilitare appieno la resistenza del terreno, si raggiunge la massima spinta sul muro, detta appunto spinta passiva.

La teoria di Coulomb consiste essenzialmente nello studiare l'equilibrio globale di un cuneo di terra (non era stato introdotto ancora il concetto di tensione). Essa si basa sull'ipotesi che la spinta attiva (analogamente per la spinta passiva) è generata da un volume di terra

$$S_{at} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$
$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{per } i \leq \varphi'$$

ϕ' = angolo di resistenza al taglio drenato del terreno spingente

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 21 di 120
--	--	----------------

β = angolo formato dalla verticale con il paramento interno del muro (valori positivi per angoli in senso antiorario)

δ = angolo di attrito terrapieno-muro³

i = angolo di inclinazione del terrapieno spingente rispetto all'orizzontale (valori positivi per angoli in senso antiorario).

Le pressioni neutre sono nulle per cui non c'è spinta esercitata dall'acqua e ovunque le pressioni efficaci coincidono con quelle totali ($\sigma = \sigma'$).

Essendo noto per altra via (es. teoria di Rankine) che il diagramma delle pressioni attive esercitate dal terrapieno sul muro ha un andamento triangolare, la spinta (forza risultante), applicata nel baricentro del diagramma triangolare delle pressioni, dista $H/3$ dalla base; essa è inclinata dell'angolo δ rispetto alla normale al paramento interno del muro.

In presenza di sovraccarico q uniformemente ripartito sul terrapieno, la spinta attiva dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{aq} = \sigma_{aq} \cdot H = k_a \cdot \Delta\sigma_{vq} \cdot H = k_a \cdot q \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(\beta-i)} \cdot H$$

in cui $\Delta\sigma_{vq} = q \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(\beta-i)}$ è l'incremento di tensione verticale nel terreno (uniforme con

z) prodotto dal sovraccarico. La spinta attiva dovuta al sovraccarico, essendo la risultante delle pressioni attive dovute al sovraccarico che hanno un andamento rettangolare, è applicata ad $H/2$ dalla base ed è inclinata dello stesso angolo δ rispetto alla verticale al paramento interno del muro.

La spinta totale attiva S_a (per unità di lunghezza) è data dalla somma dei due contributi dovuti al terrapieno e al sovraccarico:

$$S_a = S_{at} + S_{aq} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a + q \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(i-\beta)} \cdot H \cdot k_a$$

Le due forze sono inclinate di δ rispetto alla perpendicolare al paramento e di $\delta + \beta$ rispetto all'orizzontale. La distanza dal piano di posa della fondazione vale $H/3$ per la S_{at} , che corrisponde alla parte triangolare del diagramma delle pressioni, e $H/2$ per S_{aq} , che corrisponde alla parte del diagramma delle pressioni di forma parallelogramma.

Analogamente, la **spinta passiva** del terreno S_{pt} , in assenza di pressioni neutre e terreni incoerenti o supposti tali, è data dalla seguente espressione in forma chiusa

$$S_{pt} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_p \cdot H^2$$

³ L'angolo di attrito parete-terrapieno è opportuno che non superi i $2/3$ dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' del terreno spingente. Tanto più prossimo a zero si assume tale angolo tanto più si va a favore di sicurezza. Tale angolo può anche assumere valori negativi (**attrito negativo**) quando il terreno di fondazione è molto comprimibile tale da cedere di più del terrapieno a tergo del muro (e come se il terreno spingente si muovesse verso l'alto). La presenza di attrito negativo peggiora le condizioni di stabilità rispetto al caso di paramento liscio o di attrito positivo (rappresentato in figura) in quanto produce un incremento della spinta attiva che si genera sul muro e l'inclinazione della spinta è verso l'alto (la componente verticale non è più stabilizzante ma instabilizzante). Ecco un altro motivo che induce a fondare i muri su terreni di buone caratteristiche geotecniche.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 22 di 120
--	--	----------------

dove il *coefficiente di spinta passiva* è dato da

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

e si ottiene in corrispondenza dell'angolo $\vartheta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{4}$

In presenza di sovraccarico q uniformemente ripartito sul terrapieno la spinta passiva dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{pq} = q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - i)} \cdot H \cdot k_p$$

Infine, la **spinta a riposo** del terreno S_{0t} in assenza di pressioni neutre è data dalla seguente espressione, come già visto in precedenza

$$S_{0t} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove K_0 è il *coefficiente di spinta a riposo* (compreso tra 0,4 e 2,5) può essere calcolato con la seguente **formula di Jaky** (OCR è il grado di sovra-consolidazione del terreno)

$$K_0 = \sqrt{OCR} \cdot (1 - \sin \varphi') \cdot (1 + \sin i)$$

In presenza di sovraccarico q uniformemente ripartito sul terrapieno la spinta a riposo dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{0q} = q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - i)} \cdot H \cdot k_0$$

9.3.1.2 TERRENO SPINGENTE COERENTE E/O PRESENZA DI PRESSIONI NEUTRE

Nel caso in cui il terreno spingente è dotato di coesione ($c' \neq 0$ in condizioni di rottura drenate oppure $c_u \neq 0$ in condizioni di rottura non drenate) o si è in presenza di pressioni neutre, non esistono formule in forma chiusa per il calcolo della spinta attiva e della spinta passiva. La spinta del terreno può comunque essere calcolata con **metodi numerici** basati sulla risoluzione del sistema delle due equazioni di equilibrio del cuneo di spinta alla traslazione orizzontale e alla traslazione verticale (fissato l'angolo θ sono incognite le sole forze spinta attiva/passiva e la reazione del terreno lungo il lato 1-3, di entrambe delle quali si conosce l'angolo di inclinazione).

La spinta attiva si calcola come massimo della funzione $S_a(\theta)$ al variare dell'angolo θ , mentre la spinta passiva si calcola come minimo della funzione $S_p(\theta)$.

Il metodo è del tutto generalizzabile anche al caso in cui il profilo topografico del terreno spingente non sia rettilineo e al caso in cui sul terrapieno agiscono diversi tipi di sovraccarichi, anche concentrati. Fissato l'angolo θ , infatti, si possono considerare anche le forze note che agiscono nella parte superiore del cuneo di spinta e si risolvono le equazioni

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 23 di 120
--	--	----------------

di equilibrio. In questo senso il metodo appena esposto ricorda il **metodo grafico di Culmann** per il calcolo della spinta.

Si può tenere conto anche agevolmente dell'azione sismica (v. paragrafi successivi) inserendo tra le forze agenti sul cuneo di spinta le forze statiche orizzontale e verticale equivalenti all'azione sismica (metodo di analisi pseudo-statico).

9.3.2 INTEGRAZIONE DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI (COEFF. DI SPINTA DI COULOMB-MULLER BRESLAU)

Ragionando in termini di pressioni sul paramento, le espressioni della tensione attiva e passiva efficace esercitata dal terreno in **condizioni drenate**, nel caso più generale di terreno coerente, sono date da (Teoria di Rankine, 1857):

$$\sigma'_a(z) = \sigma'_v(z) \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} \quad (\geq 0)$$

$$\sigma'_p(z) = \sigma'_v(z) \cdot k_p + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

Queste espressioni possono essere utilizzate adoperando i coefficienti di spinta attiva e passiva di Coulomb-Mayniel-Muller-Breslau viste nel paragrafo precedente. La tensione attiva/passiva e la corrispondente spinta sulla parete sono inclinate dell'angolo δ rispetto alla normale alla parete e di $\delta + \beta$ rispetto all'orizzontale (nella teoria di Rankine la parete è verticale $\beta = 0$ e l'angolo δ è pari all'angolo di inclinazione del terrapieno di spinta).

La tensione verticale nel generico punto a profondità z , nel caso di terreno omogeneo e sovraccarico uniforme, è data da

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_{v_1}(z) + \Delta\sigma_{v_q}(z) = \gamma \cdot z + q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - i)}$$

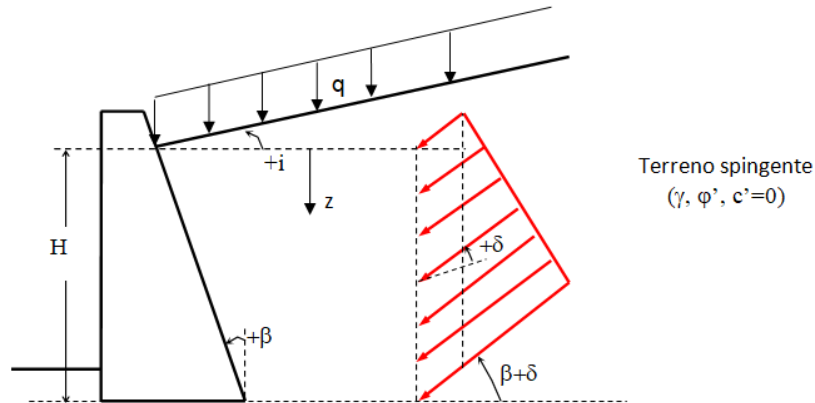
Nel caso in cui si è in presenza di pressioni neutre ($u \neq 0$), le azioni sulla parete devono essere espresse in termini di tensioni totali sommando a quelle dello scheletro solido (tensioni efficaci) la spinta dell'acqua interstiziale:

$$\sigma_a(z) = \sigma'_a(z) + u(z) \qquad \sigma_p(z) = \sigma'_p(z) + u(z)$$

La pressione interstiziale da un lato riduce le tensioni efficaci nel terreno, dall'altro agisce direttamente sull'opera provocando un aumento della spinta attiva e una diminuzione della resistenza passiva.

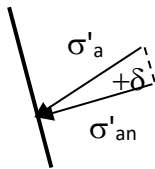
Le spinte attiva e passiva sulla parete si ottengono per integrazione delle pressioni attive e passive totali $\sigma_a(z)$ e $\sigma_p(z)$ lungo la direzione verticale z , per l'estensione H :

$$S_a = S'_a + U = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_a(z) \cdot dz \qquad S_p = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_p(z) \cdot dz$$



La tensione attiva efficace in direzione normale alla parete è data da (proiezione):

$$\sigma'_{an} = \sigma'_a \cdot \cos \delta$$



mentre quella orizzontale e verticale sono date da:

$$\sigma'_{aH} = \sigma'_a \cdot \cos(\beta + \delta) \quad \sigma'_{aV} = \sigma'_a \cdot \sin(\beta + \delta)$$

da cui integrando si possono ricavare le componenti orizzontali e verticali della spinta efficace attiva sul paramento.

In **condizioni non drenate** le espressioni della tensione attiva e passiva efficace esercitata dal terreno, sono date da:

$$\sigma_a(z) = \sigma_v(z) - 2 \cdot c_u \quad (\geq 0)$$

$$\sigma_p(z) = \sigma_v(z) + 2 \cdot c_u$$

in cui c_u è la coesione non drenata. La tensione verticale nel generico punto a profondità z , nel caso di terreno omogeneo e sovraccarico uniforme, è data da:

$$\sigma_v(z) = \sigma_{vt}(z) + \Delta\sigma_{vq}(z) = \gamma_{sat} \cdot z + q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - i)}$$

Le spinte attiva e passiva si ottengono per integrazione di $\sigma_a(z)$ e $\sigma_p(z)$ lungo la direzione verticale z , per l'estensione H :

$$S_a = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_a(z) \cdot dz \quad S_p = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_p(z) \cdot dz$$

Il metodo dell'integrazione del diagramma delle pressioni totali (attiva/passiva/a riposo) è generale e può essere applicato anche al caso di terreno stratigrafico, in cui sono presenti strati di terreno con differenti caratteristiche fisico-meccaniche; in questo caso basta

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 25 di 120
--	---	----------------

calcolare i rispettivi coefficienti di spinta, calcolare opportunamente la tensione verticale litostatica σ'_{vt} nel punto e integrare lungo z, anche con metodi numerici.

Nella valutazione delle spinte attive su un'opera di sostegno si trascurano i valori negativi della tensione attiva efficace che si hanno fino ad una certa profondità per effetto della presenza di c' , in condizioni drenate, e c_u in condizioni non drenate. Per valori modesti di c' si tende a trascurare del tutto il contributo della coesione ma questa assunzione può risultare avvolta eccessivamente cautelativa.

In assenza di adeguati sistemi di drenaggio nel calcolo delle spinte si deve ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$ m/s).

9.3.3 INTEGRAZIONE DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI (COEFF. DI SPINTA DI LANCELLOTTA E MYLONAKIS)

9.3.3.1 FORMULAZIONE DI LANCELLOTTA (2002-2007) (TEORIA DELLA PLASTICITÀ)

Applicando i teoremi del limite inferiore e del limite superiore della teoria della plasticità sono state ottenute ulteriori soluzioni del problema del calcolo delle spinte con superfici di rottura curve. Di queste sono particolarmente interessanti le espressioni della spinta limite passiva, derivata dal teorema del limite inferiore, che, per tale ragione, ne forniscono un valore cautelativo, contrariamente a quanto accade con il metodo di Coulomb generalizzato (che sovrastima la spinta passiva).

Di seguito si riportano le espressioni dei coefficienti di spinta ottenute da **Lancellotta (2002)** applicando il teorema statico dell'analisi plastica (*metodo delle caratteristiche*):

$$k_a = k_a(\varphi', \delta_a, i) = \cos i \cdot \left[\frac{\cos \delta_a - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta_a}}{\cos i + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 i}} \right] \cdot e^{-2\psi_a \cdot \tan \varphi'}$$

$$k_p = k_p(\varphi', \delta_p, i) = \cos i \cdot \left[\frac{\cos \delta_p + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta_p}}{\cos i - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 i}} \right] \cdot e^{2\psi_p \cdot \tan \varphi'}$$

con

$$\psi_a = \frac{1}{2} \left[\arcsin \left(\frac{\sin \delta_a}{\sin \varphi'} \right) - \arcsin \left(\frac{\sin i}{\sin \varphi'} \right) - \delta_a + i \right]$$

$$\psi_p = \frac{1}{2} \left[\arcsin \left(\frac{\sin \delta_p}{\sin \varphi'} \right) + \arcsin \left(\frac{\sin i}{\sin \varphi'} \right) + \delta_p + i \right]$$

Le superiori formule sono applicabili per pareti verticali ($\beta=0^\circ$), per $\varphi > 0$ (condizioni drenate) e per $\delta \leq \varphi'$. Il radicando a denominatore deve essere non negativo per cui deve essere $i \leq \varphi'$.

Come già riferito, le tensioni attive e passive normali alla parete (in questo caso orizzontali) si ottengono proiettando la tensione inclinata dell'angolo δ e quindi moltiplicando la tensione attiva per $\cos \delta$.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 26 di 120
--	---	----------------

Le formule viste, oltre a risultare intrinsecamente cautelative, presentano il vantaggio di essere in forma chiusa.

9.3.3.2 FORMULAZIONE DI MYLONAKIS ET AL. (2007) (TEORIA DELLA PLASTICITÀ)

È simile alla formulazione di Lancellotta e ne rappresenta l'estensione al caso di parete inclinata ($\beta \neq 0$), prestandosi quindi ad essere applicata al caso più generale.

Le espressioni dei coefficienti di spinta sono:

$$k_a = k_a(\varphi', \delta, i, \beta) = \left[\frac{1}{\cos \delta} \cdot \frac{1 - \sin \varphi' \cdot \cos(\Delta_2 - \delta)}{1 + \sin \varphi' \cdot \cos(\Delta_1 + i)} \right] \cdot e^{-2\psi_a \cdot \tan \varphi'} \cdot \cos(\beta - i) \cdot \cos i$$

$$k_p = k_p(\varphi', \delta, i, \beta) = \left[\frac{1}{\cos \delta} \cdot \frac{1 + \sin \varphi' \cdot \cos(\Delta_2 + \delta)}{1 - \sin \varphi' \cdot \cos(\Delta_1 - i)} \right] \cdot e^{2\psi_p \cdot \tan \varphi'} \cdot \cos(\beta - i) \cdot \cos i$$

con

$$\psi_a = \frac{1}{2}(\Delta_2 - \Delta_1 - \delta + i - 2\beta) \quad \psi_p = \frac{1}{2}(\Delta_2 + \Delta_1 + \delta + i - 2\beta)$$

$$\Delta_2 = \arcsin\left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi'}\right) \quad \Delta_1 = \arcsin\left(\frac{\sin i}{\sin \varphi'}\right)$$

Le superiori formule sono applicabili per $\varphi > 0$ (condizioni drenate) e per $\delta \leq \varphi'$. Nel caso di parete verticale i risultati coincidono con quelli di Lancellotta.

9.4 Azione sismica

9.4.1 NTC 2008 E NTC 2018 – APPROCCIO AGLI STATI LIMITE

9.4.1.1 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo fissato dalle norme è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel *sito di costruzione*.

L'**azioni sismica di progetto**, da considerare nelle analisi strutturali per le verifiche dei diversi stati limite, si definisce a partire dalla **pericolosità sismica di base** (nel seguito "pericolosità sismica") del sito di costruzione, in condizioni cioè ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

Le NTC indicano due metodologie per definire la pericolosità sismica in un sito. Un metodo è basato sull'uso di accelerogrammi commisurati alla pericolosità sismica del sito. L'altro, qui utilizzato, è basato sui seguenti tre parametri (riportati in allegato B alle NTC 2008 in funzione della localizzazione del sito e del tempo di ritorno dell'azione sismica):

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 27 di 120
--	---	----------------

- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito in condizione di campo libero, su suolo supposto rigido (categoria A, paragr. 3.2.2. NTC) e con superficie topografica orizzontale;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale corrispondente ad a_g ;
- T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nell'allegato B alle NTC 2008 sono riportati i valori dei tre parametri sismici sopra citati per 10751 nodi costituenti un reticolo di riferimento che copre l'intero territorio nazionale. I nodi del reticolo sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km). I dati relativi al reticolo di riferimento sono stati messi a punto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

Nel caso molto frequente che il sito di costruzione non coincida con uno dei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri sismici (a_g , F_0 , T^*_c) per la definizione dell'azione sismica di progetto vengono calcolati direttamente dal software **Paratie.Az**, come prescritto dalla norma, come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il sito di costruzione, attraverso la seguente espressione (**interpolazione spaziale**):

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

nella quale:

p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i è il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia suddetta.

La localizzazione del sito di costruzione e i nodi della maglia elementare del reticolo sismico che contiene il sito di costruzione sono indicati nell'allegato tabulato di calcolo.

9.4.1.2 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

Gli **stati limite di esercizio** sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 28 di 120
--	---	----------------

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Lo Stato Limite di Operatività (SLO) è particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.), in tal modo articolando meglio le prestazioni della struttura in termini di esercizio.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I quattro stati limite così definiti consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti.

A questo punto si fissano, in accordo a quanto suggerito dal paragr. 3.2.1. NTC, le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} per ogni stato limite da verificare:

- per lo Stato Limite di Operatività (SLO): $P_{VR} = 81\%$;
- per lo Stato Limite di Danno (SLD): $P_{VR} = 63\%$;
- per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): $P_{VR} = 10\%$;
- per lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): $P_{VR} = 5\%$.

Quando la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} stabiliti sopra devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere. In genere ciò non è necessario.

Il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 29 di 120
--	---	----------------

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLV*.

Pertanto, nel calcolo della paratia si effettuerà il **calcolo dell'azione sismica con riferimento ai soli SLD e SLV.**

Il tempo di ritorno T_R corrispondente alle probabilità di superamento fissate è calcolato con la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

dove il periodo di riferimento V_R è stato definito in precedenza. Si considerano solo valori di T_R compresi nell'intervallo 30 anni $\leq T_R \leq 2475$ anni (intervallo di riferimento attualmente disponibile); se $T_R < 30$ anni si porrà $T_R = 30$ anni, se $T_R > 2475$ si porrà $T_R = 2475$ anni.

Qualora nelle tabelle dell'allegato B alle NTC non si rinviene il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alle P_{VR} fissate, il valore del generico parametro sismico (a_g, F_0, T^*_c) ad esso corrispondente viene ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R indicati nelle tabelle, utilizzando l'espressione seguente (**interpolazione temporale**):

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;

T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R tra quelli indicati nelle tabelle dell'allegato B alle NTC;

p_1, p_2 sono i valori che il parametro di interesse assume per T_{R1} e T_{R2} .

I valori dei parametri sismici (a_g, F_0, T^*_c) per il sito di costruzione in esame e per diversi tempi di ritorno, compresi i tempi di ritorno corrispondenti agli SLD e SLV, sono riportati nell'allegato tabulato di calcolo. Essi servono a calcolare i coefficienti sismici.

Come si è finora visto, l'azione sismica di progetto dipende, oltre che dal sito di costruzione, anche da parametri propri del tipo di costruzione in progetto (vita nominale, destinazione d'uso, stati limite da considerare) e quindi **l'azione sismica va calcolata sito per sito e costruzione per costruzione**. Le variazioni delle azioni sismiche possono essere sensibili anche all'interno dello stesso comune amministrativo. Si possono notare dunque le notevoli differenze rispetto al passato. Con le normative precedenti, infatti, ci si riferiva a zone sismiche territorialmente coincidente con più entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 30 di 120
--	--	----------------

presente nel sito di costruzione e della morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la **riposta sismica locale**.

9.4.1.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Come già detto, per la definizione dell'azione sismica di progetto, che tenga conto delle peculiarità del sito di costruzione (tipo di sottosuolo e condizioni topografiche) è necessario individuare a quale **categoria di sottosuolo** e **categoria topografica**, tra quelle definite al paragrafo 3.2.2 delle NTC, appartiene il sito di costruzione (caratterizzazione dinamica del sito).

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Sulla base delle indicazioni riportate nella Relazione Geologica e/o Geotecnica e delle condizioni topografiche, in Tabulato vengono precisate la categoria di sottosuolo e la categoria topografica assegnata al caso in studio.

9.4.2 D.M. 16/01/1996 – APPROCCIO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Con la normativa di cui al D.M. 16/01/1996 (calcolo alle tensioni ammissibili), l'azione sismica era molto più semplicemente calcolata in base all'unico parametro **S grado di sismicità della zona** che assume i valori:

S = 12	per le zone di 1 ^a categoria
S = 9	per le zone di 2 ^a categoria
S = 6	per le zone di 3 ^a categoria

Contrariamente alle NTC, ci si riferisce a zone sismiche territorialmente coincidenti con più entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni.

9.4.3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI SISMICI

Per le paratie l'analisi della sicurezza in condizioni sismiche si conduce in genere con il metodo pseudo-statico di cui al successivo paragrafo. Allo scopo è necessario calcolare il

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 31 di 120
--	---	----------------

coefficiente sismico orizzontale (quello verticale si può assumere nullo), sulla base della pericolosità sismica del sito.

Le **NTC 2008** e **2018** stabiliscono le seguenti relazioni per il calcolo del **coefficiente sismico⁴ orizzontale C_H** e del **coefficiente sismico verticale C_V** per le paratie:

$$C_H = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad C_V = 0$$

dove:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (parametro che sintetizza la pericolosità sismica del sito di costruzione);

α = coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, compreso tra 0,3 e 1, funzione della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, compreso tra 0,3 e 1, funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza;

g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²).

L'accelerazione massima orizzontale attesa al sito oggetto di intervento ("risposta sismica locale"), in assenza di studi specifici, si valuta con la seguente relazione⁵:

$$a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g$$

dove:

$S = S_S S_T$ = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2. delle NTC⁶.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

⁴ Tali coefficienti, moltiplicando forze peso (massa x accelerazione di gravità), devono essere adimensionali e infatti sono dati dal rapporto tra un'accelerazione e l'accelerazione g di gravità.

⁵ Si tiene conto della natura del terreno di sottofondo e della topografia locale, parametri che hanno effetti sulla risposta sismica locale.

⁶ A seconda dei casi, S_T varia tra 1 e 1,4 ed S_S tra 0,9 e 1,8.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato dalla Fig. 7.11.2 NTC in funzione dell'altezza complessiva H (indicata anche con L) della paratia e della categoria del sottosuolo:

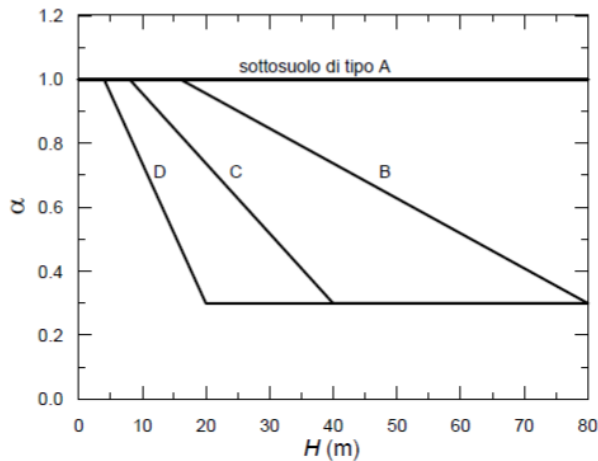


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente (*Paratie.Az* assume, a favore di sicurezza, la curva del sottosuolo C).

Per la valutazione della spinta nella condizione di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha=1$.

Il valore del coefficiente β può ricavarsi dal seguente altro diagramma, anch'esso fornito

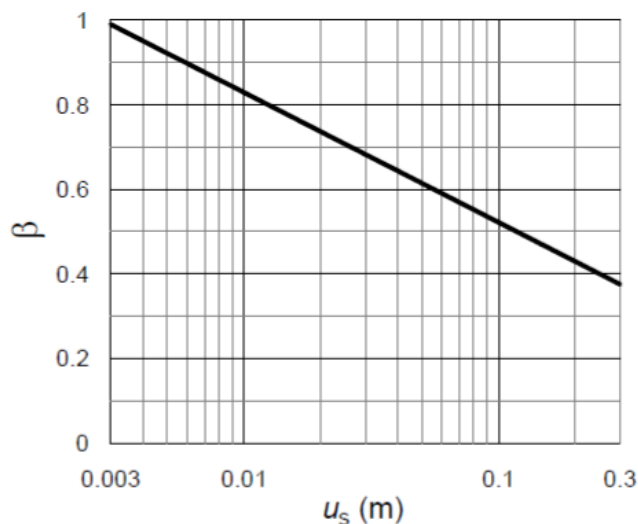


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

dalla normativa, in funzione del massimo spostamento u_s (compreso tra 0 e 0,3 m) che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza (parametro di duttilità del sistema). In assenza di verifica dell'effettivo sviluppo di meccanismi duttili del sistema occorre considerare il valore $u_s=0$ per il quale è $\beta=1$. Deve comunque risultare $u_s \leq 0,5\% H$. Il prodotto $\alpha\beta$ deve comunque non essere inferiore a 0,2.

Il valore dell'accelerazione sismica in grado di innescare il primo cinemismo è detta *accelerazione critica del sistema* a_c . Il coefficiente β è minore di uno solo se l'accelerazione massima attesa al sito risulta maggiore dell'accelerazione critica del sistema ($\beta = a_c/a_{max}$). Con $\beta < 1$ la paratia a seguito del sisma subirà quindi spostamenti di tipo permanente.

Possono essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia ($F_i=0$).

Con le norme del **D.M. 16/01/1996**, invece, i coefficienti sismici si calcolano più semplicemente con le seguenti relazioni:

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 33 di 120
--	---	----------------

$$C_H = \frac{S-2}{100} \quad C_V = 0$$

dove S è il grado di sismicità della zona. Viene quindi trascurato l'effetto delle accelerazioni verticali.

9.4.4 ANALISI PSEUDO-STATICA

In presenza di azioni sismiche occorre verificare la sicurezza dell'opera di sostegno con metodi di analisi consolidati della dinamica strutturale e dei terreni che includano il comportamento non lineare del terreno, gli effetti inerziali (nel terreno, nella struttura e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti), gli effetti idrodinamici in presenza d'acqua e che siano comprovati dall'esperienza.

Le norme vigenti consentono di utilizzare, come metodo di analisi sismica, il cosiddetto **metodo pseudo-statico**. L'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. Le componenti orizzontale a_H e verticale a_V dell'accelerazione equivalente sono ricavate in funzione della proprietà del moto sismico atteso nel volume significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza riduzioni significative di resistenza.

L'accelerazione orizzontale a_H (quella verticale a_V si può assumere nulla) può essere calcolata in funzione dell'accelerazione massima di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo:

$$a_H = C_H \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove il coefficiente sismico orizzontale C_H si valuta come visto nel paragrafo precedente.

L'accelerazione sismica determina una maggiore mobilitazione delle resistenze del terreno con accumulo di spostamenti permanenti. Tali spostamenti consentono una dissipazione di energia progressivamente crescente all'aumentare del volume di terreno coinvolto nel processo di deformazione. Per tenere conto degli effetti dissipativi, nei metodi pseudo-statici si considera un valore dell'accelerazione orizzontale equivalente valutata in funzione del coefficiente di spostamento β , visto sopra, che tiene conto della capacità del sistema (terreno, struttura e vincoli) di dissipare energia durante il moto sismico.

Per le varie verifiche si procede come nel caso statico, salvo a determinare i coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni dinamiche e a determinare le spinte, supposte statiche, con questi ultimi coefficienti di spinta. Il coefficiente di spinta attiva in condizioni dinamiche è maggiore di quello in condizioni statiche, per cui le spinte instabilizzanti aumentano. Analogamente, il coefficiente di spinta passiva in condizioni dinamiche è minore di quello in condizioni statiche per cui le spinte passive stabilizzanti si riducono.

I punti di applicazione delle spinte in condizioni dinamiche sono nei baricentri dei rispettivi diagrammi di spinta di monte e di valle.

Sotto l'azione sismica di progetto, vanno ripetute tutte le verifiche SLU di tipo geotecnico e strutturale che si considerano per le combinazioni di carico non sismiche. I coefficienti parziali sulle azioni si assumono unitari mentre i coefficienti parziali sui parametri geotecnici sono quelli del gruppo M2 per le NTC 2008, mentre si assumono unitari (gruppo

M1) con le NTC 2018. La combinazione sismica in genere è più severa di quella statica, tranne casi in cui so presenti significativi sovraccarichi variabili e bassi valori del coefficiente sismico orizzontale, e quindi conduce a una maggiore lunghezza di infissione della paratia.

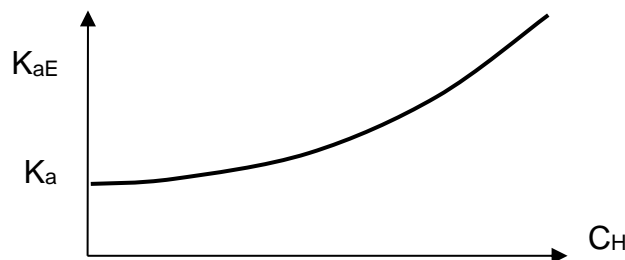
Il coefficiente di spinta attiva in condizioni dinamiche può essere calcolato mediante la **formula di Mononobe-Okabe**:

$$K_{aE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta + \vartheta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - i - \vartheta)}{\cos(\beta + \delta + \vartheta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{per } i \leq \varphi' - \vartheta$$

$$K_{aE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta + \vartheta)} \quad \text{per } i > \varphi' - \vartheta$$

dove l'angolo $\vartheta = \arctan\left(\frac{C_H}{1 + C_V}\right)$ tiene conto dei coefficienti sismici (C_V ha segno).

Perché il radicando sia non negativo deve risultare $\sin(\varphi' - i - \vartheta) \geq 0$ e quindi esiste un valore limite del coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del quale l'equilibrio del sistema parete-terreno è impossibile. Stessa cosa può dirsi per il coefficiente di spinta passiva in condizione dinamiche di cui nel seguito.



Valori positivi di C_H ($\theta > 0$) indicano una forza di inerzia rivolta verso la parete (accelerazione verso il terreno), che rende massima la spinta attiva; al contrario, valori negativi di C_H ($\theta < 0$) sono riferiti ad una forza inerziale rivolta verso il terreno (accelerazione verso la parete), che rende minima la resistenza passiva. Il coefficiente sismico verticale è positivo se il sisma è diretto verso l'alto (forze di inerzia verso il basso).

Analogamente il coefficiente di spinta passiva in condizioni dinamiche vale:

$$K_{pE} = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' + i - \vartheta)}{\cos(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{per } \vartheta \leq \varphi' + i$$

$$K_{pE} = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta - \vartheta)} \quad \text{per } \vartheta > \varphi' + i$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 35 di 120
--	---	----------------

Le formule di Mononobe-Okabe sono una estensione delle formule viste nel metodo di Coulomb relative al caso statico (in condizioni statiche infatti risulta $C_V = C_H = \vartheta = 0$ e le espressioni risolutive di Mononobe-Okabe si riducono a quelle di Coulomb).

In **caso di sisma in presenza di falda** è necessario considerare le azioni inerziali che agiscono anche sull'acqua. In terreni dotati di permeabilità k inferiore a 5×10^{-4} m/s (terreni a grana fina) si adotta un criterio di natura empirica che consente di trascurare gli effetti dinamici dell'acqua e quindi di porre pari a zero la spinta idrodinamica $S_{wd}=0$ (si considera solo la spinta dell'acqua in condizioni statiche; si assume cioè che l'acqua e lo scheletro solido si muovano in sincrono), maggiorando l'angolo θ con l'espressione:

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{C_H}{1 + C_V}\right) \approx 2 \cdot \arctan\left(\frac{C_H}{1 + C_V}\right)$$

Nei terreni ad elevata permeabilità la sovra-spinta esercitata dall'acqua (in condizioni sismiche **spinta idrodinamica**) può essere valutata la formula di Westergaard (1933)

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z} \cdot C_H$$

(legge parabolica con z) integrando per z che va da zero a H_w

si ottiene

$$\Delta S_{wd} = \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C_H$$

La spinta va considerata sia in un verso che nell'altro (una volta va sommata e l'altra sottratta alla spinta idrostatica. Essa è applicata a 0,4 l'altezza della falda H_w . Anche qui l'angolo sismico viene aumentato ma della quantità

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot \frac{C_H}{1 + C_V}\right) \approx 1,65 \cdot \arctan\left(\frac{C_H}{1 + C_V}\right) \text{ con } \gamma_s \text{ peso specifico dei grani.}$$

Anche in condizioni sismiche le NTC impongono che quando si adottano angoli di attrito tra terreno e parete superiori alla metà dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ($\delta > \varphi'/2$), ai fini della valutazione della spinta passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento (infatti con i metodi che tengono conto della curvatura delle superfici di scorrimento, i valori dei coefficienti di spinta passiva sono inferiori e più esatti rispetto a quelli che si ottengono con i metodi che considerano la superficie di rottura piana che sovrastimano la spinta/resistenza passiva). In questi casi non è conveniente applicare la teoria di Mononobe-Okabe in quanto non è cautelativa.

Per ovviare a questo si possono utilizzare le **formule di Lancellotta (2007)** per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni sismiche (generalizzazione del caso non sismico):

$$k_{aE} = k_{aE}(\varphi', \delta_a, i, \vartheta) = \frac{\cos i}{\cos \vartheta} \cdot \left[\frac{\cos \delta_a - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta_a}}{\cos(i + \vartheta) + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2(i + \vartheta)}} \right] \cdot e^{-2\psi_{aE} \tan \varphi'}$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 36 di 120
--	---	----------------

$$k_{pE} = k_{pE}(\varphi', \delta_p, i, \vartheta) = \frac{\cos i}{\cos \vartheta} \cdot \left[\frac{\cos \delta_p + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta_p}}{\cos(i - \vartheta) - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2(i - \vartheta)}} \right] \cdot e^{2 \cdot \psi_{pE} \cdot \tan \varphi'}$$

con

$$\psi_{aE} = \frac{1}{2} \left[\arcsin \left(\frac{\sin \delta_a}{\sin \varphi'} \right) - \arcsin \left(\frac{\sin(i + \vartheta)}{\sin \varphi'} \right) - \delta_a + i - \vartheta \right]$$

$$\psi_{pE} = \frac{1}{2} \left[\arcsin \left(\frac{\sin \delta_p}{\sin \varphi'} \right) + \arcsin \left(\frac{\sin(i - \vartheta)}{\sin \varphi'} \right) + \delta_p + i + \vartheta \right]$$

I radicandi a denominatore devono essere non negativi il che si traduce in un valore limite dell'angolo θ e quindi di C_H : $\theta \leq \varphi' - i$ per k_a e $\theta \leq \varphi' + i$ per k_p .

Le superiori formule di Lancellotta sono applicabili per $\varphi > 0$ (condizioni drenate) e per $\delta \leq \varphi'$.

10 COMBINAZIONI DI CARICO O DELLE AZIONI

I carichi che agiscono sulla costruzione (opera di sostegno) si devono combinare in modo da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

10.1 Combinazioni per gli Stati Limite Ultimi

Con il metodo agli Stati Limite le azioni vengono combinate mediante opportuni coefficienti (*coefficienti parziali delle azioni* γ_F).

10.1.1 COMBINAZIONI DI CARICO FONDAMENTALI

La **combinazione di carico "fondamentale" agli Stati Limite Ultimi (SLU)** è espressa dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- ✓ F_d rappresenta l'azione complessiva di progetto
- ✓ il segno + significa "da combinarsi con" e non "da sommarsi con"
- ✓ non è presente l'azione sismica E
- ✓ G_1 e G_2 sono i carichi permanenti strutturali e non strutturali
- ✓ P è il valore della forza di precompressione (strutture in c.a.p.)
- ✓ Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante (di base) di ogni combinazione (es. sovraccarico);
- ✓ Q_{k2}, Q_{k3}, \dots sono i valori caratteristici delle azioni variabili (tra loro indipendenti) che possono agire contemporaneamente a quella di base (es. azione del vento, azione della neve, azione della temperatura);

- ✓ $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P=1, \gamma_{Q1}, \gamma_{Q2}, \gamma_{Q3}$ sono i coefficienti parziali per le azioni di cui alla Tab. 2.6.I NTC sotto riportata:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

- ✓ $\Psi_{02}, \Psi_{03} \dots$ (minore o uguale a uno) sono i **coefficiente di combinazione Ψ_0** allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche; per le opere di sostegno che sostengono strade possono prendersi a riferimento i coefficienti di combinazione previsti per le rimesse e i parcheggi indicati in Tab. 2.5.I delle NTC:

Ψ_0 valore raro

Ψ_1 valore frequente

Ψ_2 valore quasi permanente

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il coefficiente di combinazione rappresenta la probabilità, più o meno elevata, che le azioni variabili indipendenti si presentino tutte contemporaneamente con il loro valore caratteristico (si assume quindi che l'azione di base si presenti con il valore caratteristico e che le altre azioni variabili assumano un valore inferiore determinato dal coefficiente di combinazione).

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 38 di 120
--	---	----------------

I coefficienti parziali di sicurezza γ_F applicati ai carichi hanno lo scopo di “coprire” l’incertezza residua propria dei carichi caratteristici. Tali coefficiente sono omessi (o resi unitari) nel calcolo agli Stati limite di esercizio.

Per la generica struttura, quando non è possibile stabilire a priori se il carico permanente aumenta o meno la sicurezza è necessario analizzare le combinazioni che derivano dall’assumere per γ_G sia il valore più alto che quello più basso indicato in tabella. Così vale anche per i carichi accidentali la cui presenza in alcuni casi può aumentare la sicurezza (in questo caso i carichi variabili devono essere omessi).

10.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE

Oltre alle combinazioni fondamentali, per gli SLU occorre anche considerare la **combinazione di carico “sismica”**, espressa dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove è presente l’azione sismica E, i coefficienti parziali γ_F sulle azioni sono unitari e i carichi variabili sono tutti abbattuti con i coefficienti di combinazione ψ_2 (v. tabella di sopra).

Sotto l’effetto dell’azione sismica di progetto, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi. Allo scopo basta fare riferimento al solo **stato limite di salvaguardia della vita (SLV)** di cui di è detto nel capitolo sul calcolo dell’azione sismica.

Le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (M1) e impiegando i coefficienti parziali sulle resistenze di progetto γ_R indicati nel capitolo 7 delle NTC, oppure con i γ_R indicati del capitolo 6 delle NTC laddove non è indicato nulla nel citato capitolo 7.

10.2 Combinazioni per gli Stati Limite di Esercizio

10.2.1 COMBINAZIONE DI CARICO “CARATTERISTICA” O “RARA”

La **combinazione di carico “caratteristica” o rara** (che si applica anche nel metodo alle tensioni ammissibili) è:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove non è presente l’azione sismica E, i coefficienti parziali γ_F sulle azioni sono unitari, il carico variabile dominante è considerato per intero e i carichi variabili secondari sono abbattuti con i coefficienti di combinazione “rari” ψ_0 (uguale alla combinazione fondamentale allo SLU eccezion fatta per i γ_F tutti unitari).

10.2.2 COMBINAZIONE DI CARICO “FREQUENTE”

La **combinazione di carico “frequente”** è data dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 39 di 120
--	---	----------------

dove non è presente l'azione sismica E, i coefficienti parziali γ_F sulle azioni sono unitari, il carico variabile dominante è abbattuto dal coefficiente di combinazione "frequente" ψ_1 e gli altri carichi variabili secondari dai coefficienti "quasi permanenti" ψ_2 .

10.2.3 COMBINAZIONE DI CARICO "QUASI PERMANENTE"

La **combinazione di carico "quasi permanente"** è data dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove non è presente l'azione sismica E, i coefficienti parziali γ_F sulle azioni sono unitari, i carichi variabili sono tutti abbattuti dal coefficiente di combinazione "quasi permanente" ψ_2 .

10.2.4 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA

La **combinazione di carico "sismica"** per gli SLE è formalmente la stessa di quella allo SLU (i carichi variabili sono tutti abbattuti dal coefficiente di combinazione ψ_2):

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Qui le azioni sismiche E da considerare sono meno intense rispetto al caso degli SLU.

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite di esercizio. A tale fine basta fare riferimento al solo stato limite di salvaguardia di danno (SLD) di cui al capitolo sul calcolo dell'azione sismica.

Le verifiche agli stati limite di esercizio in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Per le opere di sostegno sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

10.3 Combinazioni con il metodo alle Tensioni Ammissibili

Come noto il metodo alle tensioni ammissibili è un metodo non probabilistico (metodo deterministico in cui i valori dei carichi si presuppongono certi) in cui si cumulano nel modo più sfavorevole le azioni permanenti ed accidentali, considerandone i valori nominali:

$$F_d = G + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Come si può notare, i coefficienti parziali sulle azioni non sono presenti, ovvero sono unitari. Come già precisato, anche i coefficienti parziali sulle resistenze dei materiali non sono presenti.

Le combinazioni di carico alle tensioni ammissibili sono quindi corrispondenti alle combinazioni per gli stati limite di esercizio "caratteristica" o "rara" previste dalle normative più recenti.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 40 di 120
--	---	----------------

11 VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U.) DI TIPO GEOTECNICO E IDRAULICO

11.1 Introduzione e approcci di calcolo

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- **Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera** (atto di moto rigido)
- **Collasso per carico limite verticale**
- **Sfilamento di uno o più ancoraggi** (quando presenti)
- **Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate**
- **Instabilità del fondo scavo per sollevamento** (scavi armati o delimitati da pareti) (UPL)
- **Sifonamento del fondo scavo** (HYD)
- **Stabilità globale dell'insieme opera-terreno**

SLU di tipo strutturale (STR)

- **Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi** (quando presenti)
- **Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto** (quando presenti)
- **Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.**

La verifica di stabilità del fondo nei riguardi della rottura per sollevamento si effettua nel caso di scavi armati o delimitati da pareti. Quando il terreno è sede di moti di filtrazione occorre effettuare la verifica nei riguardi del sifonamento. Le predette verifiche di tipo idraulico devono essere eseguite come indicato al paragrafo 6.2.4.2 delle NTC.

Per lo stato limite di collasso per carico limite verticale si tiene conto della resistenza laterale e di quella alla punta, tenendo conto degli effetti connessi alla realizzazione in analogia a quanto si fa per i pali di fondazione.

Come si può vedere, gli stati limite ultimi delle paratie (che sono opere di sostegno) si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Per la sicurezza nei confronti degli SLU si deve tendere ad evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero mettere fuori servizio l'opera.

Come già riferito, con le **NTC** si adotta, per le verifiche di sicurezza, il **metodo agli Stati Limite Ultimi (SLU)**. Vengono introdotti i cosiddetti coefficienti parziali da applicare alle azioni (A), ai parametri di resistenza dei terreni (M) e alle resistenze globali (R). Tali coefficienti sono maggiori o uguali a uno: quelli che riguardano le azioni sono coefficienti di moltiplicazione ($\gamma_F F_k$), sicché le azioni vengono amplificate rispetto al loro valore caratteristico; quelli che interessano le resistenze sono applicati a denominatore

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 41 di 120
--	---	----------------

(X_k/γ_M) , per cui riducono le resistenze rispetto al loro valore caratteristico; quelli infine che riguardano le resistenze globali sono dei veri e propri coefficienti di sicurezza rispetto allo stato limite preso in esame.

Per ogni stato limite da prendere in esame occorre verificare che sia soddisfatta la relazione:

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (es. spinta attiva delle terre, momenti risultanti delle forze sulla paratia, sollecitazioni nelle membrature), funzione delle azioni di progetto ($F_d = \gamma_F F_k$) e della geometria del problema;

R_d e R_k sono rispettivamente il valore di progetto e il valore caratteristico della resistenza del sistema geotecnico (es. spinta passiva che si oppone al cinematisma, momenti risultanti delle piunte passive, momenti ultimi delle sezioni resistenti), funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati ($X_d = X_k/\gamma_M$) e della geometria di progetto;

γ_R il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla resistenza globale del sistema geotecnico (gruppo R).

La scelta appropriata di tali coefficienti parziali, i cui valori sono fissati dalla norma, individuano i due approcci progettuali distinti e alternativi che si utilizzano nella progettazione geotecnica: **Approccio 1** e **Approccio 2**. L'approccio progettuale 1 comprende due combinazioni di coefficienti: combinazione 1: A1+M1+R1 e combinazione 2: A2+M2+R2, tranne specifici casi in cui la norma prevede diversa configurazione dei gruppi dei coefficienti. La prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nel riguardo del dimensionamento geotecnico. L'approccio progettuale 2, invece, è costituito dall'unica combinazione A1+M1+R3.

I coefficienti del gruppo R1 sono sempre unitari, quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e in assenza di indicazioni specifiche fornite dalla norma devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti di calcolo adottati e alle conseguenze in caso di crollo.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni (A), stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I coefficienti parziali γ_M relativi ai parametri geotecnici (M), stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

I coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici previsti dalla NTC 2018 sono gli stessi di quelli previsti dalle NTC 2008.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Con specifico riferimento alle paratie, la **verifica all'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fina in condizioni non drenate** e la **verifica di stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno (o verifica di stabilità del pendio) vengono effettuate, sia con le nuove che con le vecchie NTC, secondo l'Approccio 1-combinazione 2 (A2+M2+R2), assumendo come coefficiente di sicurezza nei riguardi dello scivolamento il valore $\gamma_R=1,1$ riportato nella tabella 6.8.I delle NTC (sezione delle NTC dedicata alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo).

Le **rimanenti verifiche** devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando entrambe le combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

Combinazione 1 (A1+M1+R1)

- le azioni permanenti G , tra cui il terreno⁷ e l'acqua, non vengono amplificate quando sono a favore di sicurezza ($\gamma_{Gi} = 1,0$), mentre vengono amplificate ($\gamma_{Gs} = 1,3$) in caso opposto
- le azioni variabili Q_k (ad esempio traffico veicolare) vengono amplificate moltiplicandoli per il coefficiente $\gamma_{Qs} = 1,5$ quando hanno effetto sfavorevole per la sicurezza, mentre vengono azzerate se il loro effetto è a favore di sicurezza ($\gamma_{Qi} = 0$)
- i parametri di resistenza al taglio dei terreni non vengono ridotti ($\gamma_M = 1$)
- si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi degli SLU i seguenti valori:

VERIFICA	γ_R (R1)
Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera	1,0
Capacità per carico limite verticale (carico limite del complesso fondazione-terreno)	1,0

Combinazione 2 (A2+M2+R1)

- le azioni permanenti G non vengono amplificate ($\gamma_{Gi} = \gamma_{Gs} = 1,0$)
- le azioni variabili Q_k vengono amplificate moltiplicandole per il coefficiente $\gamma_{Qs} = 1,3$ quando hanno effetto sfavorevole per la sicurezza, mentre vengono azzerate ($\gamma_{Qi} = 0$) se il loro effetto è a favore di sicurezza
- i parametri di resistenza al taglio dei terreni ($\tan\phi_k'$, c_k' , c_{uk}) si riducono dividendoli per i coefficienti $\gamma_{\tan\phi'} = 1,25$, $\gamma_{c'} = 1,25$ e $\gamma_{cu} = 1,4$ (il valore di progetto delle spinta attiva aumenta e il valore della resistenza passiva diminuisce rispetto ai corrispondenti valori ottenuti con i parametri di resistenza caratteristici);
- si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi degli SLU i valori R1 sopra indicati.

In effetti la **Circolare esplicativa delle NTC del 2019** precisa meglio che le rimanenti **verifiche degli stati limite di tipo geotecnico** devono essere fatte secondo **la sola Combinazione 2** (che è sempre la condizione più gravosa, tranne casi rarissimi in cui l'angolo di attrito è inferiore a 15°) e che le **verifiche degli stati limite di tipo strutturale** devono essere fatte **secondo la sola Combinazione 1** (coefficienti parziali sui terreni pari a 1). Per le verifiche strutturali i coefficienti parziali amplificativi delle azioni (A1) vengono applicati direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. Dato che i coefficienti parziali del gruppo A1 sono diversi per carichi permanenti e variabili, è necessario distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili. Per fare ciò si usa l'artificio di moltiplicare all'inizio il carico variabile per il coefficiente $\gamma_{Qs}/\gamma_{Gs}=1,5/1,3=1,153846$ e di moltiplicare le sollecitazioni che si ottengono alla fine per l'unico coefficiente γ_{Gs} (infatti le sollecitazioni derivanti da carichi permanenti vengono amplificate in questo modo dal coefficiente γ_{Gs} , mentre le sollecitazioni da carichi variabili per il coefficiente $\gamma_{Gs} \times \gamma_{Qs}/\gamma_{Gs} = \gamma_{Qs}$, come deve essere).

⁷ Spinta dei terreni, pesi propri dell'opera di sostegno e del terreno, peso proprio elementi non strutturali, carichi permanenti che agiscono sull'opera e/o sul terrapieno di monte.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 44 di 120
--	---	----------------

Se le analisi sono svolte con metodi agli elementi finiti bidimensionali o con i metodi della reazione di sottofondo ("metodi a molle" con elementi finiti mono-dimensionali), le verifiche SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale scaturiscono da una stessa analisi impiegando i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni (ovvero azioni non amplificate e gruppo M1). Il margine di sicurezza è poi introdotto fattorizzando opportunamente le sollecitazioni risultanti dall'analisi di interazione (cioè applicando i coefficienti A1 alle sollecitazioni).

Le NTC impongono che quando si adottano angoli di attrito tra terreno e parete superiori alla metà dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ($\delta > \phi'/2$), ai fini della valutazione della spinta passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento (infatti con i metodi che tengono conto della curvatura delle superfici di scorrimento, i valori dei coefficienti di spinta passiva sono inferiori e più corretti rispetto a quelli che si ottengono con i metodi che considerano la superficie di rottura piana che sovrastimano la spinta/resistenza passiva). In questi casi non è conveniente applicare la teoria di Mononobe-Okabe nel caso sismico in quanto non è cautelativa.

Nel caso di paratie che devono essere incorporate nella costruzione (es. parete di pali in ambito urbano in cui in testa si realizza in ultimo un solaio di un edificio) con funzione statica, le azioni sulla paratia devono essere calcolate con riferimento alle condizioni che si prevedono nelle diverse fasi di costruzione e in quelle di esercizio dell'opera finita.

Il metodo dell'**equilibrio limite a rottura** può essere utilizzato per quelle opere in cui è facilmente individuabile il cinematismo, a cui conseguono distribuzioni note di pressioni, e perciò vengono utilizzati per paratie a sbalzo o con un unico ordine di ancoraggi in sommità. Negli altri casi si può ricorrere ai metodi derivati dal modello di Winkler o "a molle" con il **metodo agli elementi finiti** (FEM) applicato alla paratia suddivisa in elementi finiti monodimensionali (di tipo trave). Le analisi agli elementi finiti (analisi di interazione terreno-struttura) permettono di determinare anche gli spostamenti della struttura, che è una grandezza importante in sede di progettazione e verifica delle paratie.

Per le combinazioni di carico in cui è presente l'azione sismica i coefficienti parziali sulle azioni, sia permanenti che variabili, si assumono unitari ($\gamma_{Gi}=\gamma_{Gs}=\gamma_{Qs}=1,0$), salvo che per i carichi variabili favorevoli per i quali si assume comunque $\gamma_{Qi} = 0$. Anche i coefficienti parziali dei materiali γ_M si assumono unitari (v. 7.11.1 NTC) con le NTC 2018 (gruppo M1), mentre con le precedenti NTC si assumono i coefficienti del gruppo M2.

Nella seguente tabella vengono indicati i coefficienti parziali utilizzati per le singole verifiche:

Verifiche	NTC 2008		NTC 2018	
	combinaz. statiche	combinaz. sismiche	combinaz. statiche	combinaz. sismiche
Rotazione attorno a un punto dell'opera	A2+M2+R1	A0+M2+R1	A2+M2+R1	A0+M1+R1
	R1: 1,0		R1: 1,0	
Carico limite verticale	A2+M1+R2	A0+M1+R2	A1+M1+R3	A0+M1+R3
	R2: $\gamma_{base}=1,45$ per pali battuti, 1,7 per pali trivellati e 1,6 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,45$; $\gamma_{lat, traz}=1,6$		R3: $\gamma_{base}=1,15$ per pali battuti, 1,35 per pali trivellati e 1,3 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,15$; $\gamma_{lat, traz}=1,25$	

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 45 di 120
--	---	----------------

Stabilità globale	A2+M2+R2	A0+M2+R2	A2+M2+R2	A0+M1+R2
	R2: 1,1		R2: 1,1	
Sfilamento tiranti	A1+M1+R3	A0+M1+R3	A1+M1+R3	A0+M1+R3
	R3: 1,1 tiranti provvisori; 1,2 tiranti permanenti		R3: 1,1 tiranti provvisori; 1,2 tiranti permanenti	
Strutturali paratia	A1+M1	A0+M1	A1+M1	A0+M1
Strutturali tiranti	A1+M1	A0+M1	A1+M1	A0+M1
Idrauliche	A _{UPL} +M2 A _{HYD} +M2		A _{UPL} +M2 A _{HYD} +M2 Sifonamento R: 2,0	

A0 = azioni permanenti e accidentali non amplificate

R = coefficiente parziale di sicurezza sulla singola verifica

Con la normativa di cui ai **DD.MM. 11/03/1988 e 16/01/1996** si adotta, invece, per le verifiche di sicurezza il **metodo alle Tensioni Ammissibili**. Le azioni non vengono amplificate, i parametri di resistenza dei terreni non vengono ridotti (si utilizzano i valori caratteristici) e si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi delle verifiche geotecniche i valori:

- verifica alla rotazione intorno a un punto dell'opera (calcolo profondità di infissione della paratia): deciso dal progettista (valore tra 1,2 e 3 in relazione al grado di conoscenza delle caratteristiche dei terreni, dell'affidabilità del modello di calcolo utilizzato e delle conseguenze in caso di crollo)
- verifica al carico limite verticale: 2
- verifica di stabilità globale: 1,3.

11.2 Verifica alla rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido) – calcolo profondità di infissione paratia

Questo stato limite si può verificare nelle paratie a sbalzo o in quelle con un solo ordine di ancoraggi. Nelle paratie con più livelli di ancoraggi, dato il livello di vincolo il cinematismo che prevede una rotazione rigida attorno a un punto dell'opera non si verifica e quindi questa verifica non va condotta per le paratie multi-tirantate.

11.2.1 PARATIE SENZA ANCORAGGIO (A SBALZO)

La verifica alla rotazione intorno a un punto della paratia senza ancoraggio, pensata rigida, considera come cinematismo di rottura una rotazione rigida attorno a un punto vicino alla estremità inferiore la cui posizione non è nota a priori e si ammette che a seguito di ciò ci sia una contemporanea mobilitazione della spinta attiva e di quella passiva. Per effetto del cinematismo si raggiunge, quindi, la **condizione di equilibrio limite attivo** nel terreno a monte situato sopra il punto R di rotazione; a valle sopra tale punto si mobilita la **spinta passiva**. Sotto il punto di rotazione le condizioni di equilibrio attivo e passivo sono invertite.

I carichi agenti sulla paratia a monte sono date dalle tensioni attive totali σ_a sopra il punto

di rotazione. Nel caso di terreno omogeneo e incoerente ($c'=0$), avente peso dell'unità di volume γ , angolo di resistenza al taglio φ' , assenza di attrito paratia-terreni, e in assenza di pressioni neutre ($u=0$ ovunque) le tensioni attive sono date da (**condizioni drenate**):

$$\sigma_a = \sigma'_a = k_a \cdot \sigma'_v = k_a \cdot \gamma \cdot z$$

e le tensioni passive (sotto il punto di rotazione):

$$\sigma_p = \sigma'_p = k_p \cdot \sigma'_v = k_p \cdot \gamma \cdot z$$

dove $\sigma'_v = \gamma \cdot z$ è la tensione verticale

efficace nel terreno alla quota z e k_a e k_p sono rispettivamente i **coefficienti di spinta attiva e passiva** visti in precedenza.

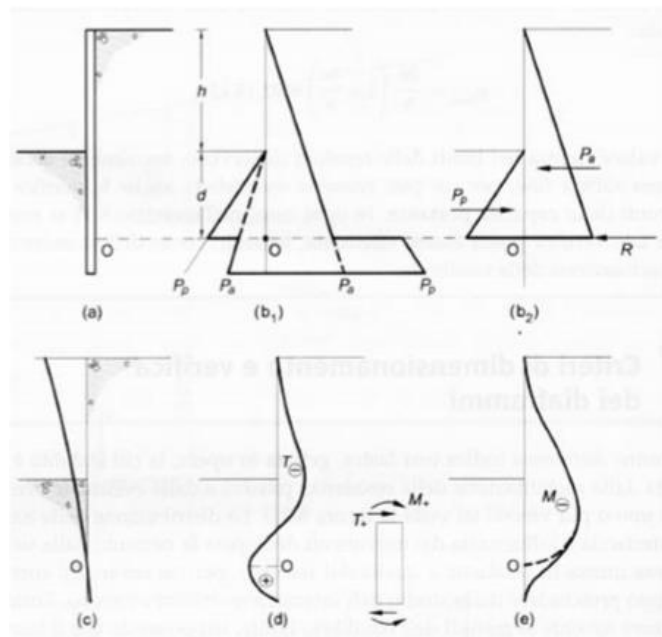
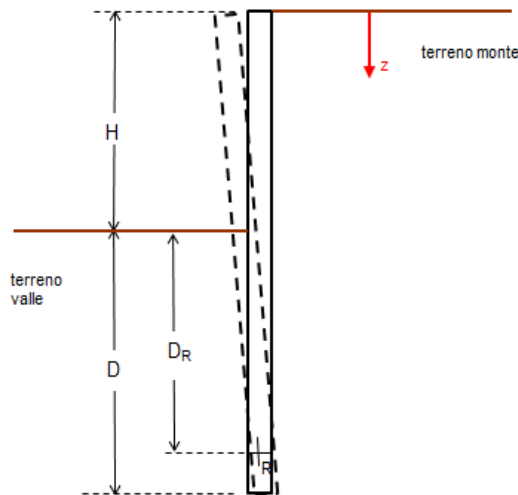
Le tensioni attive e passive variano quindi linearmente con z .

Le formule appena viste possono essere facilmente estese al caso di presenza di falda e di filtrazione e/o terreno stratificato, nonché al caso di presenza di sovraccarico uniformemente ripartito sopra il terrapieno di monte.

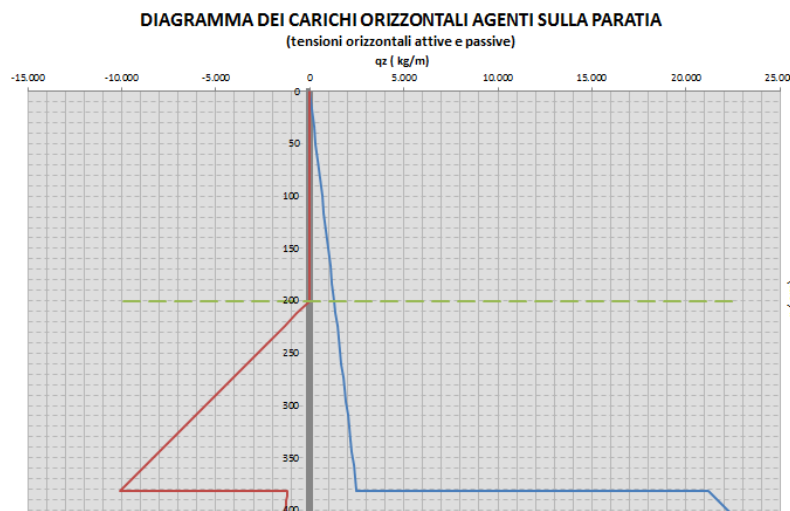
A valle, sopra il punto di rotazione si hanno le tensioni orizzontali passive, sotto quelle attive.

Le incognite del problema di progetto sono D e D_R e per ottenerle si utilizzano le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione attorno ad un punto della paratia (es. estremità inferiore).

Occorre calcolare le spinte orizzontali attive e passive di monte e di valle (aree dei diagrammi) e i loro bracci rispetto all'estremità inferiore della paratia. L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale è di fatto utilizzata nella verifica a carico limite verticale che è quasi sempre verificata tenuto conto del peso proprio in genere leggero della paratia.



Il coefficiente di sicurezza, necessario per allontanarsi dalle condizioni di rottura su cui si esegue il calcolo, si applica al coefficiente di spinta passiva (riducendolo) quando si utilizza il D.M. 11/03/1988 (approccio alla Tensioni Ammissibili):



$$k_{pr} = \frac{K_p}{\eta} \quad \text{con } \eta$$

compreso tra 1,2 e 3

mentre quando si utilizzano le nuove norme tecniche sulle costruzioni D.M. 17/01/2018 (e anche le precedenti NTC del 2008) i coefficienti di sicurezza si applicano, come visto, alle azioni (amplificandole) e/o ai parametri geotecnici del

terreno (riducendoli).

Nel problema di verifica, la profondità di infissione è nota, e le incognite del problema sono D_R e il coefficiente di sicurezza.

Le due equazioni di equilibrio nelle due incognite presentano difficoltà di risoluzione essendo un sistema di equazioni non lineare (le incognite compaiono alla seconda e alla terza potenza). Il software **Paratie.Az** utilizza il **metodo iterativo della bisezione** per ottenere il valore delle incognite.

Per il calcolo di paratie a sbalzo in **argilla satura** occorre considerare le condizioni iniziali, non drenate, a breve termine, e le condizioni finali, drenate, a lungo termine. In condizioni non drenate la resistenza del terreno vale $\tau_f = c_u$, per cui le tensioni orizzontali limite (totali) attiva e passiva valgono rispettivamente:

$$\sigma_a(z) = \sigma_v(z) - 2 \cdot c_u \geq 0$$

$$\sigma_p(z) = \sigma_v(z) + 2 \cdot c_u$$

dove la tensione totale verticale si valuta con il peso dell'unità di volume saturo $\sigma_v = \gamma_{sat} \cdot z$.

.

Il coefficiente di sicurezza si applica al valore della resistenza al taglio disponibile c_u :

$$c_{ud} = \frac{c_u}{\eta}$$

Si può tenere conto agevolmente anche dei terreni stratificati.

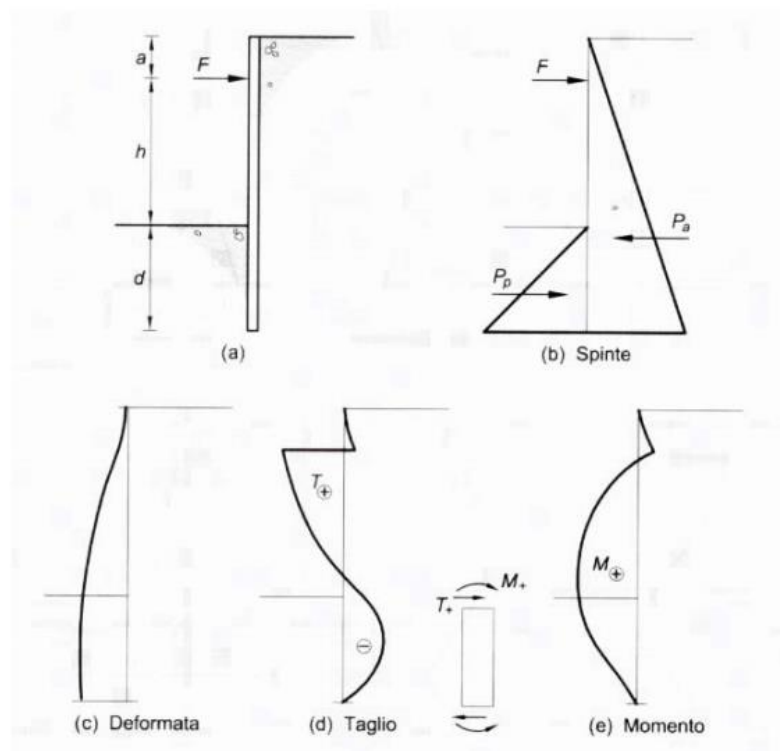
Noto il diagramma dei carichi orizzontali, sia di monte che di valle, agente sulla paratia, possono essere determinate le caratteristiche di sollecitazione sforzo normale, taglio e

momento flettente con cui effettuare le verifiche strutturali della paratia (trave piana soggetta a un determinato sistema di carico).

11.2.2 PARATIE CON UN ORDINE DI ANCORAGGI (TIRANTE DI ANCORAGGIO)

Le paratie con ancoraggio sono usate per un campo ampio di altezze e per grandi scavi, per garage, banchine portuali e di navigazione interna. L'uso dell'ancoraggio permette di ridurre gli spostamenti laterali, il momento flettente massimo e la profondità di infissione. Esse contrastano la spinta del terreno di monte non solo attraverso la resistenza offerta dal terreno di valle, ma anche mediante l'elemento quale puntone o tirante.

11.2.2.1 METODO DEL SUPPORTO LIBERO AL PIEDE (FREE EARTH METHOD)



Analisi di stabilità di un diaframma ancorato in terreno incoerente, omogeneo e asciutto, e relativi diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione

Il metodo del supporto libero al piede si applica a strutture di elevata rigidità quali i diaframmi in c.a.

La verifica alla rotazione intorno a un punto della paratia con ancoraggio, supposta rigida rispetto al terreno, considera come cinematismo di rottura una rotazione rigida verso l'esterno attorno al vincolo fisso costituito dal tirante. La distribuzione delle spinte prevede, quindi, a monte la presenza delle tensioni orizzontali attive e a valle di quelle passive, senza inversione.

Allo scopo si ipotizza che il punto di ancoraggio del tirante sia alla sommità della paratia, come del resto avviene nella realtà, salvo un piccolo franco. Le tensioni di spinta valgono:

in condizioni drenate ($c'=0$)

$$\sigma_a(z) = \sigma'_a(z) + u(z) = k_a(z) \cdot \sigma'_v(z) + u(z) \quad \text{tensioni attive a monte}$$

$$\sigma_p(z) = \sigma'_p(z) + u(z) = k_p(z) \cdot \sigma'_v(z) + u(z) \quad \text{tensioni passive a valle}$$

in condizioni non drenate

$$\sigma_a(z) = \sigma_v(z) - 2 \cdot c_u(z) \geq 0 \quad \text{a monte}$$

$$\sigma_p(z) = \sigma_v(z) + 2 \cdot c_u(z) \quad \text{a valle}$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 49 di 120
--	---	----------------

Nota la stratigrafia e il livello della falda, se presente (eventualmente in moto), si determinano le tensioni verticali totali, le pressioni neutre e le tensioni attive/passive nei punti caratteristici (punto di contatto tra profilo terrapieno di monte o valle e paratia, estremo inferiore della paratia, punto di contatto con il pelo libero della falda, punti di intersezione delle superfici di separazione tra gli strati e la paratia), potendo in questo modo disegnare il diagramma delle tensioni orizzontali che agiscono sulla paratia a monte e a valle.

Per mezzo delle due equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione si ottengono rispettivamente il valore della forza F (per unità di lunghezza della struttura) che esplica il tirante (e che a sua volta si applica al tirante come forza di trazione) e dell'affondamento D (calcolo di progetto):

$$F + S_v = S_m$$

$$S_m \cdot d_m - S_v \cdot d_v = 0$$

dove S_m e S_v sono rispettivamente le spinte di monte e di valle (risultante dei diagrammi di carico) e d_m e d_v sono i bracci rispetto al punto di rotazione R. Le due equazioni di equilibrio nelle due incognite (problema staticamente determinato) presentano anche qui difficoltà di risoluzione essendo un sistema di equazioni non lineare (le incognite compaiono alla seconda e alla terza potenza). Per la soluzione delle equazioni si utilizza, come per il caso della paratia a sbalzo, il **metodo iterativo della bisezione**.

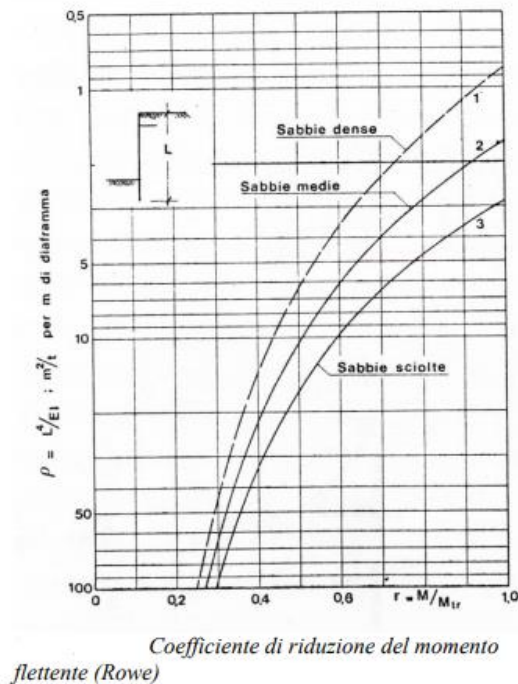
Nel calcolo di verifica, sempre per mezzo delle due equazioni di equilibrio si ottengono F e il valore del coefficiente di sicurezza alla rotazione.

Analogamente si tratta il caso del puntone.

Il coefficiente di sicurezza al solito si introduce sul valore del coefficiente di spinta passiva k_p , con il calcolo alle tensioni ammissibili (DM 1988), o nelle azioni e nei parametri geotecnici, con il calcolo agli Stati Limite (NTC 2008 e NTC 2018).

Per il dimensionamento e la verifica di sicurezza degli ancoraggi si amplifica il valore calcolato di F di norma moltiplicandolo per 1,25.

Se la struttura è flessibile, come ad esempio le palancole metalliche, e il terreno è sabbia, la pressione del terreno sulla parete differisce sensibilmente, per effetto arco, dallo schema di movimento rettilineo adottato con il metodo del supporto libero, con la conseguenza che il momento flettente calcolato risulta superiore al valore reale e troppo conservativo.



Per tenere conto di tale evidenza sperimentale Rowe (1952, 1957) propose di utilizzare un coefficiente r di riduzione del momento flettente, da applicare ai risultati dell'analisi condotta con il metodo del supporto libero, funzione delle flessibilità della parete. La flessibilità della parete è rappresentata dal

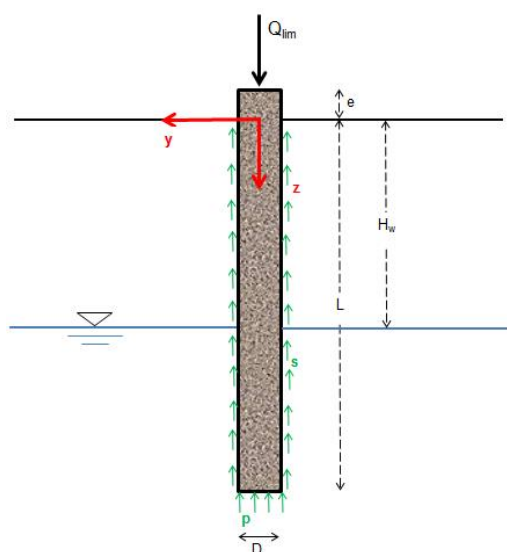
parametro $\rho = \frac{L^4}{EI}$ (in m^2/t a metro di parete),

in cui L è la lunghezza totale della palanca ed EI è la rigidezza flessionale. Nella figura accanto sono riportate le curve di variazione di ρ con

$r = \frac{M}{M_{sl}}$ (M_{sl} è il momento ottenuto con il metodo del supporto libero) per sabbie di diversa densità.

11.3 Verifica al carico limite del complesso paratia-terreno nei riguardi dei carichi verticali di compressione e di trazione

Come detto in precedenza, per le paratie occorre effettuare anche la verifica al carico limite nei riguardi dei carichi assiali (verticali) procedendo in analogia ai pali di fondazione (si tratta di uno SLU di tipo geotecnico). Qui occorre tenere conto che la paratia nel lato di valle è interessata da un'altezza di terreno minore di quella presente a monte.



Il carico limite Q_{lim} del singolo palo nei riguardi dei carichi assiali di compressione è quel carico che applicato alla testa del palo determina la rottura del complesso palo-terreno (infilamento). Il carico assiale di compressione è la condizione di carico di gran lunga più frequente per i pali di fondazione.

Il carico limite viene valutato dal software *Paratie.Az* applicando le c.d. *formule statiche* che esprimono il carico limite in funzione della geometria del problema, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia paratia-terreno (le formule statiche derivano dall'analisi della rottura del complesso palo-terreno in cui si

assimila il palo ad un corpo rigido e il terreno ad un continuo rigido plastico o elasto-plastico). Il carico limite viene convenzionalmente calcolato sommando la resistenza alla punta massima P_{max} che il terreno offre e la resistenza laterale massima S_{max}

$$Q_{lim} = P_{max} + S_{max} = p \cdot A_p + \int_0^L U \cdot s \cdot dz$$

dove:

- ✓ A_p = area della sezione retta della paratia alla profondità $z=L$
- ✓ p = resistenza unitaria alla punta (che nelle condizioni di equilibrio limite in cui ci si trova si può ammettere costante)
- ✓ $U = U(z)$ = perimetro della paratia (esso è costante lungo z e quindi può tirarsi fuori dal segno di integrale)
- ✓ $s = s(z)$ = resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale paratia-terreno (tensioni tangenziali).

Il problema è quindi ricondotto al calcolo di p ed s . Esse dipendono da molti fattori fra i quali i più importanti sono: caratteristiche fisiche-meccaniche del terreno; stato tensionale iniziale del terreno; forma, dimensione, materiale e metodo di costruzione della paratia (fattori tecnologici).

11.3.1 RESISTENZA ALLA PUNTA

Per il calcolo di p vengono applicate formule analoghe a quelle per il calcolo del carico limite delle fondazioni superficiali:

$$p = c \cdot N_c + \sigma_{VL} \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma$$

dove:

- ✓ c e γ sono la coesione e il peso dell'unità di volume del terreno alla base del palo

- ✓ N_c, N_q, N_γ sono i fattori del carico limite, funzione dell'angolo di resistenza al taglio φ del terreno alla base del muro. Vale la relazione di trasformazione $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \varphi$
- ✓ σ_{VL} è la tensione litostatica verticale alla profondità $z=L$
- ✓ D è la larghezza (diametro) del palo alla profondità $z=L$.

Essendo il terzo termine molto più piccolo degli altri, in genere esso viene trascurato. L'espressione che quindi si adotta per il calcolo di p è:

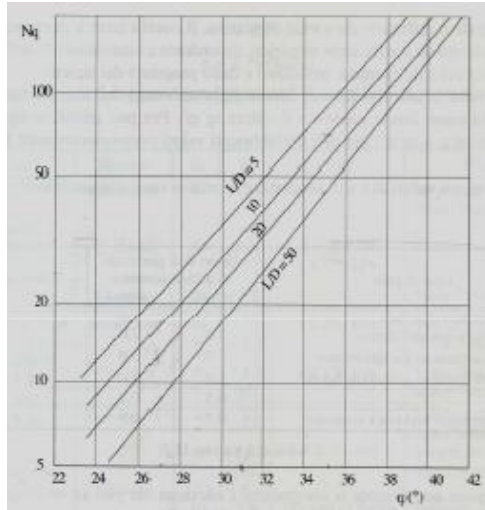
$$p = c \cdot N_c + \sigma_{VL} \cdot N_q$$

In **condizioni drenate** ($c=c', \varphi=\varphi'$, si considera nella formula la tensione litostatica efficace σ'_{VL}) esistono in letteratura molte formule per il calcolo di N_q derivanti da diverse ipotesi sulla forma della superficie di rottura. Tali formule conducono a valori che differiscono anche notevolmente tra loro a parità di

angolo di resistenza al taglio. Nel software *Paratie.Az* si adotta il criterio di *Berezantzev et. al.* (1961) nel quale il valore di N_q dipende oltre che da φ' anche dal rapporto L/D (v. grafico qui accanto).

Tali grafici possono essere sufficientemente rappresentati dalla seguente espressione analitica implementata nel software (φ in gradi), valida per ogni rapporto L/D :

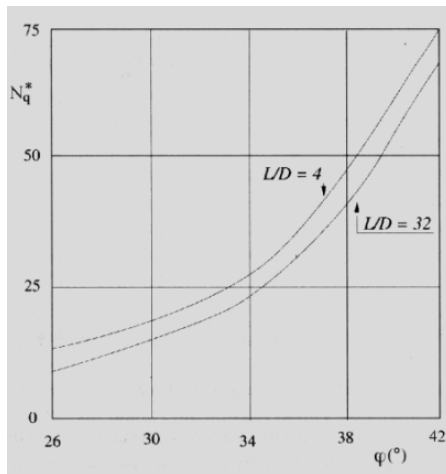
$$N_q = e^{(0,0008 \cdot \frac{L}{D} + 0,174) \cdot \varphi - 0,38 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}} - 0,955}$$



Per quanto riguarda il valore di φ' da assumere nel calcolo, che dipende dalla densità e dal livello di tensione, detto φ'_1 l'angolo di attrito del deposito indisturbato (prima dell'esecuzione del palo), vengono suggeriti in letteratura i seguenti valori:

$$\varphi' = \frac{\varphi'_1 + 40^\circ}{2} \quad \text{per i pali battuti}$$

$$\varphi' = \varphi'_1 - 3^\circ \quad \text{per i pali trivellati}$$



Per i pali trivellati di grande diametro ($D > 0,8$ m) in terreni incoerenti per la determinazione del fattore N_q si usano le specifiche curve di Berezantzev (1965) di cui alla figura seguente.

Per tali curve, che danno valori molto minori delle curve per pali di diametro non grande, ne è stata determinata l'espressione analitica (espressione polinomiale del 4° grado) che è stata implementata nel software.

In **condizioni non drenate** (terreni a grana fina a breve e medio termine) si assume

$$c = c_u \quad \varphi = \varphi_u = 0$$

e quindi si ottiene ($N_q=1$)

$$p = c_u \cdot N_c + \sigma_{VL}$$

dove σ_{VL} è una tensione totale. Il valore di N_c al quale si perviene con le varie teorie presenti in letteratura è compreso tra 8 e 12 circa. Tenendo conto dell'importanza relativamente modesta della resistenza alla punta in condizioni non drenate, si assume in genere (e questo fa il software) $N_c=9$, anche sulla scorta di conferme sperimentali.

Nel caso di **terreno stratificato** in condizioni drenate o non drenate, le formule viste per il calcolo della reazione p del terreno restano valide. Occorre semplicemente calcolare opportunamente σ_{VL} .

11.3.2 RESISTENZA LATERALE

Detta σ_h la tensione normale orizzontale agente alla generica profondità z , la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno può essere espressa dal criterio di Coulomb:

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu$$

nella quale a è un termine di tipo coesivo (*adesione*) e μ il coefficiente di attrito fra palo e terreno (dipende dalla scabrezza all'interfaccia palo-terreno ed ha come limite superiore il valore $\tan \varphi$).

In **condizioni drenate** $\sigma_h = \sigma'_h = k \cdot \sigma'_{vz}$ dove σ'_{vz} è la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità z e k è un coefficiente empirico che tiene conto del fatto che la tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo non è una tensione principale e differisce da quella litostatica. k dipende essenzialmente dalla tecnica esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno.

Utili indicazioni per l'assunzione dei coefficienti k e μ si trovano in letteratura e in tal senso possono essere utilizzati i valori consigliati dal Viggiani⁸ che qui si riproducono:

⁸ Viggiani Carlo, *Fondazioni*, CUEN, 1993

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\tan 20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\tan (3\phi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	
Trivellato	0,5	0,4	$\tan \phi$
Trivellato-pessato con elica continua	0,7	0,9	$\tan \phi$

In **condizioni non drenate** si assume che l'adesione sia pari ad un'aliquota α della coesione non drenata e che μ sia nullo e quindi:

$$s = a = \alpha \cdot c_u \quad \alpha \leq 1$$

Tipo di palo	Valori di c_u (kPa)	Valori di α
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

Per il coefficiente α vengono suggeriti valori in funzione del tipo di palo (battuto o trivellato) e del valore di c_u . Il Viggiani propone i valori della tabella accanto che sono stati inseriti nel software.

11.3.3 VERIFICHE DI SICUREZZA AL CARICO LIMITE ASSIALE

Come già visto, per la verifica agli SLU secondo le NTC occorre che sia:

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, R_d e R_k sono rispettivamente il valore di progetto e il valore caratteristico della resistenza del sistema geotecnico, γ_R il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla resistenza globale del sistema geotecnico. Le azioni di progetto e le resistenze caratteristiche e di progetto si calcolano sulla base dei coefficienti parziali delle azioni (A), dei parametri geotecnici dei materiali (M) e dei sistemi geotecnici (R), che conseguono all'approccio progettuale prescelto: con le NTC 2018 si utilizza l'Approccio 2 (A1+M1+R3), mentre con le NTC 2008 è possibile scegliere tra l'Approccio 1 (Combinazione 1: A1+M1+R1 e Combinazione 2: A2+M1+R2) e l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Nel caso in studio, E_d è data dallo sforzo normale N_{xL} (negativo se di compressione) alla base della paratia, come calcolato con l'analisi strutturale (e pertanto già amplificata per γ_F), mentre R_d è rappresentata dal carico limite di progetto $Q_{lim,d}$. Perché la verifica sia soddisfatta occorre dunque che sia $E_d \leq R_d$ ossia:

$$E_d = |N_{xL}| \leq Q_{lim,d}$$

Il carico limite di progetto è dedotto dal carico limite caratteristico, applicando i coefficienti parziali di sicurezza previsti dalla normativa:

$$Q_{lim,d} = P_{max,d} + S_{max,d} = \frac{P_{max,k}}{\gamma_b} + \frac{S_{max,k}}{\gamma_s}$$

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Nel caso in cui la paratia è soggetta a **forze assiali di trazione** ($N_{xL} > 0$) il carico limite è evidentemente determinato dalla sola resistenza laterale:

$$Q_{lim,t} = S_{max} = \int_0^L U \cdot s \cdot dz$$

Valgono tutte le precedenti considerazioni svolte per il caso di forze assiali di compressione:

$$E_d = N_{xL} \leq Q_{lim,td} \quad Q_{lim,td} = S_{max,d} = \frac{S_{max,k}}{\gamma_{st}}$$

Con la normativa di cui al **D.M. 11/03/1988**, invece, non sono presenti i coefficienti parziali né sulle azioni (A) né sui materiali (M), e per la verifica occorre semplicemente che il coefficiente di sicurezza al carico limite non sia inferiore a 2,5:

$$|N_{xL}| \leq \frac{Q_{lim}}{2,5}$$

dove Q_{lim} si calcola come visto nei paragrafi precedenti.

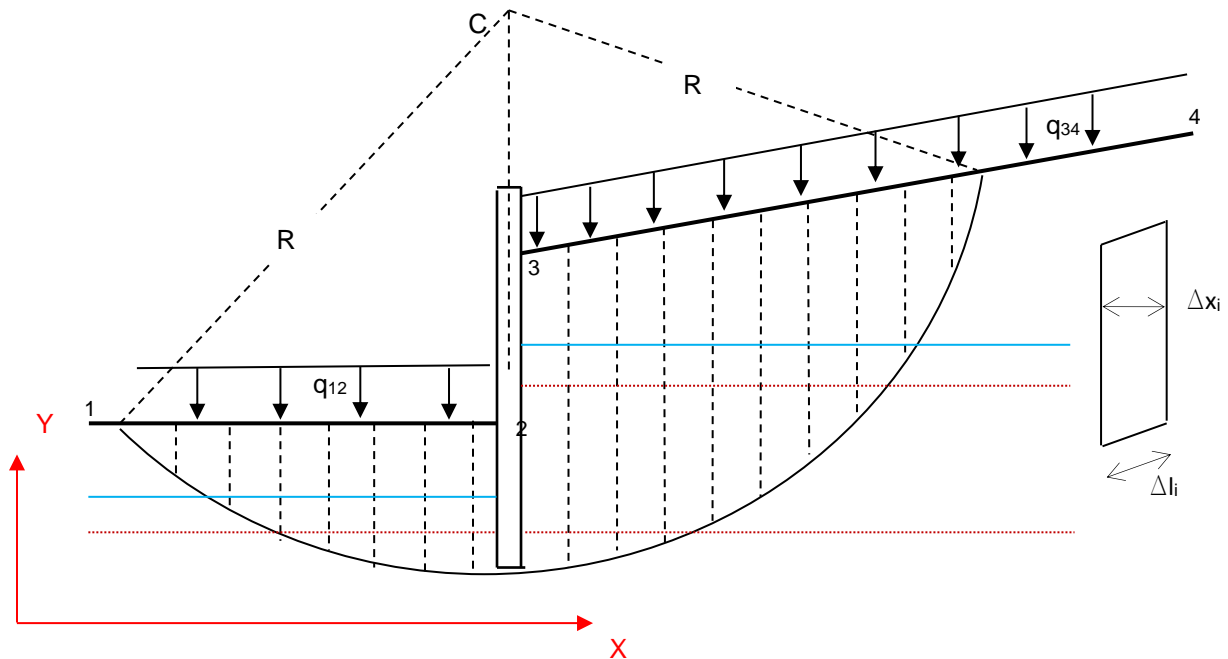
11.4 Verifica di stabilità globale del complesso pendio-paratia

Nel software *Paratie.Az* la verifica di stabilità globale del complesso pendio-opera viene effettuata con il **metodo di Bishop** adottando cerchi di rottura dei quali si determinano preventivamente le coordinate del centro e il raggio imponendo certe condizioni.

Le condizioni che si impongono per determinare i cerchi di rottura sono le seguenti:

- cerchi aventi il centro sulla verticale baricentrica della paratia;
- cerchi passanti per un punto posto nelle immediate vicinanze dello spigolo basso lato monte della paratia;
- ordinata dei centri dei cerchi variabile in un certo intervallo;
- numero di centri dei cerchi analizzati pari a 10 (per ogni centro fissato si considera un solo cerchio di rottura).

Come noto il metodo di Bishop (attualmente il metodo più diffuso e utilizzato per la verifica di stabilità dei pendii) considera il pendio diviso in N conci o strisce.



Il coefficiente di sicurezza η alla stabilità globale per pendio di terreno omogeneo, per fissato cerchio di rottura, in condizioni drenate è espresso dalla seguente equazione globale dei momenti:

$$\eta = \frac{M_{resist}}{M_{instab}} = \frac{c' \cdot L \cdot R + R \cdot \tan \varphi' \cdot \sum_{i=1}^N (N_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i)}{R \cdot \sum_{i=1}^N W_i^* \cdot \sin \alpha_i + \sum_{i=1}^N Fsh_i \cdot B_i} \quad (1)$$

dove:

c' = coesione drenata del terreno costituente il pendio;

φ' = angolo di resistenza al taglio drenato del terreno costituente il pendio;

L = lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento avente raggio R (sommatoria dei termini $\Delta l_i = \Delta x_i / \cos \alpha_i$ che sono le lunghezze delle basi dei concio);

Δx_i = larghezza lungo x del concio generico;

N = numero di concio in cui si divide il pendio;

α_i = l'angolo, minore di 90° , che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario);

N_i = forze normali di reazione del terreno alla base di ogni concio (risultante delle tensioni normali);

T_i = forze tangenziali di reazione del terreno alla base di ogni concio (risultante delle tensioni tangenziali);

u_{bi} = pressione neutra alla base di ogni concio (in assenza di acqua in quiete o in moto di filtrazione la pressione neutra è nulla);

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 57 di 120
--	---	----------------

W_{ti} = forza peso del concio;

$W_{qi} = q_i \Delta x_i$ = forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio;

$$W_i = W_{ti} + W_{qi}$$

$F_{shi} = C_H W_i$ forza sismica orizzontale relativa al singolo concio;

$F_{svi} = \pm C_v W_i$ forza sismica verticale relativa al singolo concio;

B_i = braccio della forza F_{shi} rispetto a C;

$$W^*_i = W_i \pm F_{svi} = W_{ti} + W_{qi} \pm F_{svi}$$

Si può osservare che η viene definito come rapporto fra il momento M_{resist} delle forze resistenti (o stabilizzanti) lungo la superficie di scivolamento fissata e il momento M_{instab} delle forze agenti o instabilizzanti (forze peso, forze sismiche, sovraccarico, ...) rispetto al centro di C.

Nel metodo di Bishop si suppone che la risultante delle forze agenti sulle facce laterali dei conci sia orizzontale. Con tale ipotesi, le forze N_i si ottengono agevolmente dall'equazione di equilibrio in direzione verticale del concio:

$$N_i = \frac{W^*_i - \frac{(c' - u_{bi} \cdot \tan \varphi') \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i}{\eta}}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \cdot \tan \varphi'}{\eta}} \quad (2)$$

Combinando la (1) e la (2) si può calcolare il coefficiente di sicurezza; come si vede, però, il coefficiente di sicurezza non si può esplicitare⁹. Bisogna quindi risolvere le due equazione per tentativi: si fissa un primo valore del coefficiente di sicurezza η_1 che sostituito nell'equazione (2) permette di ricavare N_i e quindi con la (1) si ottiene un coefficiente η_2 ; se η_2 è uguale o molto prossimo a η_1 il valore fissato per il coefficiente di sicurezza è quello cercato; diversamente il valore η_2 si sostituisce nella (2) permettendo di ottenere il valore η_3 e così via. Il procedimento, che converge abbastanza rapidamente, viene reiterato finché $\eta_k = \eta_{k-1}$ a meno della precisione fissata.

In **condizioni non drenate**, nelle formule viste si inserisce $c=c_u$ e $\varphi=\varphi_u=0$. Per terreni stratificati il metodo si applica considerando i pesi dei conci che possono essere interessati da terreni diversi e i parametri geotecnici dei vari strati.

In **Paratie.Az**, il terreno oggetto di verifica di stabilità globale (definito dai cerchi di scivolamento e dal profilo 1-2-3-4 del pendio) viene mediamente diviso in **25-26 strisce o conci**. Il peso della paratia non partecipa al calcolo di η avendo braccio nullo rispetto al centro di rotazione.

Con le **NTC 2008** e **NTC 2018** occorre che sia

⁹ η compare sia a primo che a secondo membro dell'equazione (1) in cui si sostituisce la (2).

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, R_d e R_k sono rispettivamente il valore di progetto e il valore caratteristico della resistenza del sistema geotecnico, γ_R il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla resistenza globale del sistema geotecnico.

Per la verifica di stabilità globale l'azione di progetto E_d è rappresentata dal momento instabilizzante mentre la resistenza di progetto R_d è rappresentata dal momento resistente. Perché la verifica sia soddisfatta occorre dunque che sia $E_d \leq R_d = R_k/\gamma_R$ ossia $M_{instab} \leq M_{resist}/\gamma_R$ o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale, definito dal rapporto tra M_{resist} e M_{instab} , non sia inferiore al valore di γ_R fissato dalla normativa (viene utilizzato l'approccio 1-combinazione 2 A2+M2+R2 per il quale il coefficiente di sicurezza è pari a 1,1):

$$\eta_{pendio} = \frac{M_{resist}}{M_{instab}} \geq \gamma_R = 1,1$$

Per le **combinazioni di carico sismiche** la verifica di stabilità si effettua considerando i coefficienti parziali sulle azioni unitari, mentre per i coefficienti parziali per i parametri geotecnici si assumono quelli del gruppo M2 con le NTC 2008 e quelli del gruppo M1 (coefficienti unitari) con le NTC 2018.

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, sia naturali che artificiali, in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudo-statici. I coefficienti sismici orizzontale e verticale sono calcolati con le seguenti espressioni fornite dalla NTC:

$$C_H = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad C_V = \pm 0,5 \cdot C_H$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²).

L'accelerazione massima orizzontale attesa al sito oggetto di intervento si calcola come visto in precedenza nel calcolo delle spinte in condizioni sismiche.

Con le **NTC 2008** e **NTC 2018** i valori di β_s sono forniti dalla tab. 7.11.I e sono calcolati dal

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

software in funzione della categoria del sottosuolo (A, B, C, D, E) e del valore di a_g , anch'esso calcolato dal software. Con le NTC 2018 per i fronti di scavo e i rilevati il coefficiente β_s assume il valore

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 60 di 120
--	---	----------------

$$u = \gamma_w \cdot (z - z_{wm}) \cdot (1 - i_m) \quad \text{per } z > z_{wm}$$

mentre a valle sono date da:

$$u = 0 \quad \text{per } z \leq z_{wv}$$

$$u = \gamma_w \cdot (z - z_{wv}) \cdot (1 + i_m) \quad \text{per } z > z_{wv}$$

In presenza di filtrazione la pressione interstiziale è somma dunque di una componente idrostatica e di una componente idrodinamica. Poiché il valore della tensione totale (es. verticale) in un punto non varia per effetto della filtrazione, la corrispondente tensione effettiva aumenta o diminuisce a seconda se, rispettivamente, la tensione neutra diminuisce o aumenta rispetto al caso idrostatico. Tutto ciò ha riflessi nelle verifiche della paratia, ad esempio nella verifica alla rotazione attorno a un punto: i diagrammi delle tensioni attive e passive che agiscono sulla paratia sono diversi rispetto al caso idrostatico.

Nella verifica a sifonamento entra in gioco la **cadente critica** i_c che è quel particolare valore della cadente che provoca l'annullamento delle tensioni efficaci nella zona di valle della paratia dove c'è il moto di filtrazione ascendente:

$$\sigma'_V = \sigma_V - u = \gamma_{sat} \cdot z - \gamma_w \cdot z \cdot (1 + i) = (\gamma' - i \cdot \gamma_w) \cdot z = 0$$

$$\text{da cui} \quad i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Il valore della cadente critica i_c dipende quindi unicamente da γ_{sat} del terreno che si trova al fondo scavo. Essendo γ' circa pari a γ_w il valore di i_c è prossimo all'unità. Il coefficiente di sicurezza al sifonamento è dato dal rapporto tra cadente critica e la **cadente di efflusso**:

$$\eta_{sif} = \frac{i_c}{i_E}$$

e deve essere maggiore del valore prescritto dalla normativa o, in assenza, del valore fissato dal progettista (tra 2 e 4, in funzione delle conseguenze legate al crollo della paratia per sifonamento). Riassumendo, in un terreno non coesivo (in condizioni drenate) in presenza di moto di filtrazione ascendente quando $i = i_c$ si annullano le forze intergranulari (tensioni efficaci) e la resistenza del terreno: le particelle solide possono essere trasportate dall'acqua in movimento dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno (sifonamento).

Essendo il sifonamento un fenomeno improvviso, senza segni premonitori, ed essendo difficile tenere conto di fattori quali l'eterogeneità e l'anisotropia del terreno, si adottano valori alti del coefficiente di sicurezza.

La cadente di efflusso i_E si calcola in prima approssimazione come visto in precedenza (cadente media i_m), cioè con riferimento al percorso di filtrazione più corto A-B (situazione più critica) nell'ipotesi di moto di filtrazione monodimensionale. Per una più precisa determinazione del gradiente di efflusso si possono utilizzare diagrammi presenti in letteratura tecnica che derivano dalla soluzione dell'equazione di Laplace (filtrazione bidimensionale).

Le NTC 2018 prescrivono che in condizioni di flusso prevalentemente verticale:

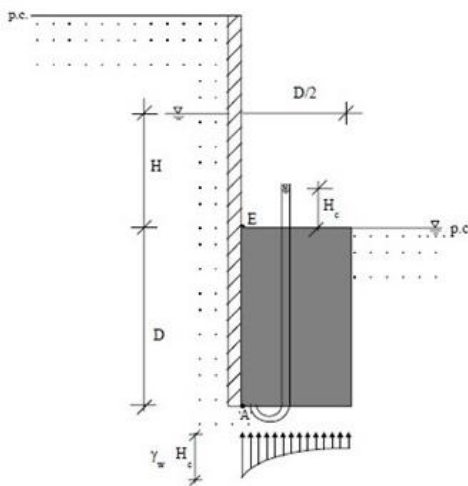
a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico “i” risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R=3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio (filtrazione bidimensionale), e per un coefficiente parziale $\gamma_R=2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso (filtrazione monodimensionale);

b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R=2$.

Le precedenti NTC del 2008 prescrivevano la verifica a sifonamento in termini di tensioni totali mediante la relazione:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stab,d}$$

dove $u_{inst,d}$ è il valore di progetto della pressione neutra (idrostatica + idrodinamica) instabilizzante e $\sigma_{stab,d}$ è il valore di progetto della tensione totale stabilizzante. La pressione instabilizzante è data da



$$u_{inst,d} = \gamma_{Gs} \cdot \gamma_w \cdot (D + H_c)$$

dove $\gamma_{Gs}=1,3$ è il coefficiente parziali del gruppo A_{HYD} (azione sfavorevole) previsto dalle NTC 2008 e H_c è il carico idrodinamico che può assunto cautelativamente pari a $\Delta H/2$ (nella figura la perdita di carico ΔH è indicata con H) oppure essere ricavato, nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale con perdita di carico lineare, dalla seguente relazione:

$$i_E = i_m = \frac{\Delta H}{L_f} = \frac{H_c}{D}$$

$$\text{da cui } H_c = \frac{\Delta H \cdot D}{L_f}$$

La pressione stabilizzante è data dalla tensione verticale lato valle alla profondità D:

$$\sigma_{stab,d} = \gamma_{Gi} \cdot \gamma_{sat} \cdot D$$

dove $\gamma_{Gi}=0,9$ è il coefficiente parziale del gruppo A_{HYD} (azione favorevole). Per i parametri geotecnici si utilizzano i coefficienti del gruppo M2.

Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Se la verifica a sifonamento non è soddisfatta, a parità di terreni e carico idraulico si può:

- aumentare la profondità di infissione D in modo da ridurre il gradiente di efflusso;
- disporre sul fondo dello scavo, in adiacenza alla paratia, un filtro costituito da materiale di grossa pezzatura in modo da aumentare le tensioni efficaci di valle.

11.6 Verifica all'instabilità del fondo scavo per sollevamento (UPL)

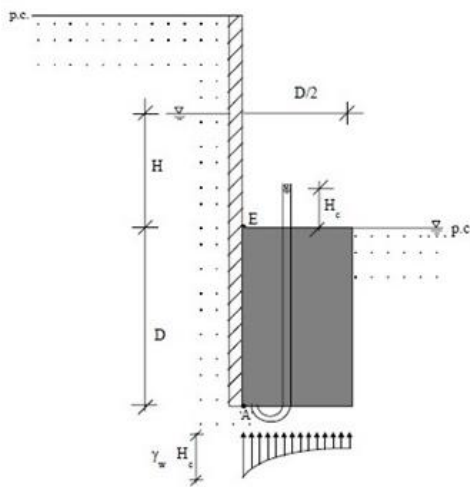
È anche questa una verifica di tipo idraulico (UPL da Uplift) e consiste nel verificare se può accadere la perdita di equilibrio della struttura o del terreno a causa della sottospinta dell'acqua (galleggiamento o sollevamento del fondo scavo). È un fenomeno simile al sifonamento dovuto alle forze di filtrazione al piede di una paratia che si generano per tutta la profondità D e per una larghezza pari a D/2.

Le NTC 2008 e 2018 prevedono l'utilizzo dei coefficienti del gruppo M2 per i materiali mentre per le azioni si utilizzano i seguenti coefficienti:

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}



La forza instabilizzante è data dalla sottospinta generata dalla componente idrodinamica della pressione neutra:

$$S_{wd} = \gamma_w \cdot H_c \cdot D/2$$

La forza stabilizzante è data dal peso immerso dello stesso volume di terreno:

$$W = \gamma' \cdot D \cdot D/2$$

Se ci sono sul fondo dello scavo pesi applicati o eventuali ancoraggi, nel calcolo di W occorre tenerne conto.

Il fattore di sicurezza globale è dato da $\eta_{soll} = \frac{W}{S_{wd}}$

Con le NTC 2008 e 2018 la verifica si effettua con la relazione:

$$V_{inst,d} \leq G_{stab,d} + R_d$$

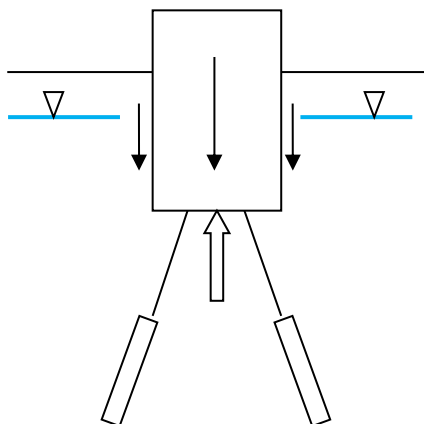
dove:

$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} = \gamma_{Gs} S_w$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, combinazione di azioni permanenti (G) e variabili (Q)

$G_{stab,d} = \gamma_{Gi} W$ è il valore di progetto delle azioni stabilizzanti

R_d è il valore di progetto delle resistenze. Esse si assumono nulle se si trascura il contributo della resistenza per attrito lungo i lati verticali del blocco analizzato, diversamente si valutano con i criteri per le fondazioni su pali e per i tiranti.

Nel disegno seguente si rappresenta un altro caso in cui è necessario effettuare la verifica all'instabilità del fondo scavo per sollevamento (acqua in quiete e presenza di tiranti che esplicano una resistenza al sollevamento da inglobare nel termine R_d).



	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 64 di 120
--	---	----------------

Se la verifica a sollevamento nella paratia non è soddisfatta, a parità di terreni e carico idraulico, si possono adottare gli stessi accorgimenti elencati per la verifica a sifonamento:

- aumentare la profondità di infissione D in modo da ridurre il gradiente di efflusso;
- disporre sul fondo dello scavo, in adiacenza alla paratia, un filtro costituito da materiale di grossa pezzatura in modo da aumentare le tensioni efficaci di valle.

11.7 Stabilità nei confronti della liquefazione (in condizioni sismiche)

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate provocando l'aumento delle pressioni neutre fino ad arrivare ad annullare gli sforzi efficaci nel terreno.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione con effetti sui pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione (se si adottano fondazioni profonde occorre comunque valutare la riduzione di capacità portante).

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle 4 condizioni indicate al paragr. 7.11.3.4.2 delle NTC:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

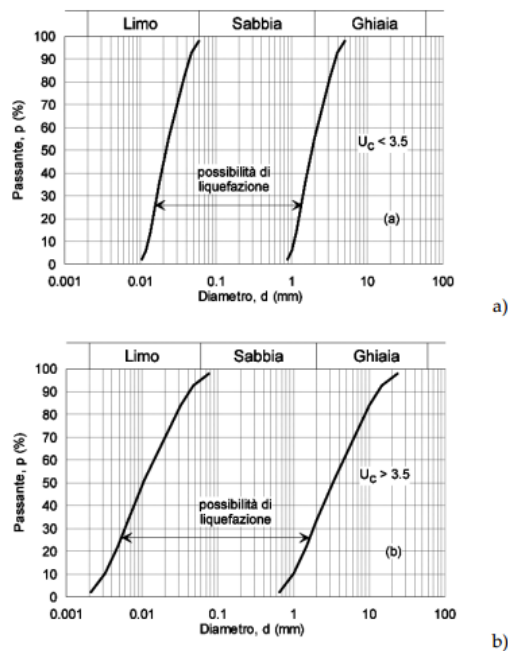


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

12 CALCOLO DELLE PARATIE CON IL METODO AGLI ELEMENTI FINITI (FEM)

12.1 Introduzione

Le paratie possono essere calcolate con il metodo agli elementi finiti (FEM), sia con elementi finiti bidimensionali/tridimensionali che con elementi finiti monodimensionali, impostando quindi un problema di interazione terreno-struttura. Con gli elementi finiti bidimensionali, come quelli implementati nel software *Lastre.Az* dello stesso Autore di *Paratie.Az*, si ottengono anche i cedimenti (spostamenti verticali) a tergo della paratia. Il loro utilizzo non è tuttavia semplice in quanto occorre definire una legge costitutiva realistica per il terreno e poi occorre avere i risultati di numerose prove in sito e in laboratorio per stabilire con sufficiente accuratezza i parametri geotecnici dei terreni coinvolti.

Nel seguito ci riferiamo al calcolo con **elementi finiti monodimensionali**: la paratia viene suddivisa in elementi trave con due nodi, ognuno avente tre gradi di libertà (lo spostamento lungo X, lo spostamento lungo Y e la rotazione attorno a Z), mentre il terreno viene modellato con molle orizzontali alla Winkler. Se le molle si considerano di tipo elastico-lineari e reagenti sia a trazione che a compressione, l'analisi FEM si definisce **lineare**. Se le molle si considerano non lineari, ad esempio a comportamento elastico-perfettamente plastico e resistenti solo a compressione, l'analisi si dice **non lineare**. I tiranti attivi/passivi e i puntoni vengono modellati con molle, in genere inclinate sull'orizzontale, di tipo lineare.

Con il metodo FEM si determina l'effettivo stato di sollecitazione e tensionale della paratia sotto i carichi agenti e non, come accade con il metodo dell'equilibrio limite, nella condizione limite in cui sono attivate contemporaneamente le spinte attive e passive che

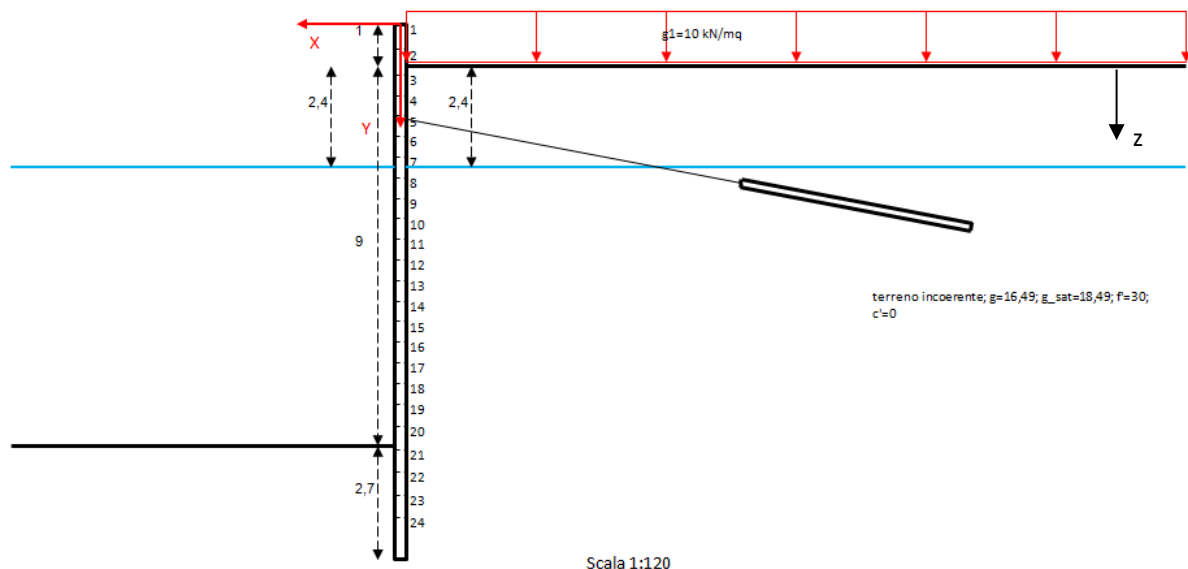
generano quindi sollecitazioni amplificate nella paratia. Un altro notevole vantaggio usando il FEM è che si ottiene anche lo stato deformativo della paratia (deformata) e quindi gli spostamenti, cosa non possibile con i metodi dell'equilibrio limite basati come noto su condizioni di equilibrio limite. Il comportamento del terreno nei metodi classici è infatti assunto di tipo rigido-plastico, cosicché gli spostamenti sono supposti nulli in condizioni di esercizio anche molto vicini al collasso, mentre risultano indeterminati (quindi anche molto grandi) in condizione limite.

Con il FEM si ottengono anche:

- le pressioni/tensioni al contatto paratia-terreno (si può verificare se tali tensioni sono prossime o lontane a quelle attive o passive del terreno);
- gli sforzi negli ancoraggi, qualunque sia il loro numero.

Il metodo agli elementi finiti è dunque attualmente il più efficiente e razionale metodo di progetto per le strutture di sostegno infisse.

La paratia si considera con una profondità di infissione D fissata (problema di verifica), che può se del caso essere pre-determinata con i metodi classici sull'equilibrio limite.



Le fasi in cui si suddivide il calcolo sono:

- **suddivisione della paratia in elementi finiti**, mediante mesh manuale o meglio automatica (numero elementi finiti N_e , numero di nodi $N_n = N_e + 1$, coordinate X e Y di ogni nodo). In corrispondenza dei tiranti, dei carichi concentrati applicati alla paratia, delle linee di separazione tra strati diversi di terreno e nella linea di fondo scavo occorre che vi ricadono dei nodi. Con la mesh automatica l'utente fissa il passo di discretizzazione L_{me} ; più basso è questo passo, maggiore sarà l'accuratezza dei risultati, ma più rilevante sarà l'impegno computazionale richiesto alla macchina e i tempi di calcolo;
- **assegnazione dei vincoli esterni** ai nodi che cadono a contatto con il terreno o in cui sono presenti tiranti/puntoni e determinazione delle loro caratteristiche

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 67 di 120
--	---	----------------

(vincolo cedevole elasticamente e relative rigidzze, vincolo fisso, spostamento assegnato, ecc.);

- **assegnazione dei carichi agenti**, sia distribuiti lungo gli elementi finiti che concentrati applicati ai nodi;
- **soluzione del sistema di equazioni** lineari o non lineari (si determinano gli spostamenti nodali e da questi le caratteristiche di sollecitazione e le reazioni vincolari).

A calcolo eseguito con il FEM occorre verificare se gli spostamenti nodali sono troppo elevati e verificare la trazione nelle barre di ancoraggio. Se serve si adotta una sezione diversa per la paratia e/o si modifica la posizione e il numero degli ancoraggi.

12.2 Carichi che agiscono sulla paratia

I carichi che agiscono sulla paratia (input del problema) sono dati dalle spinte dei terreni (sia in condizioni statiche che sismiche) e dalle forze direttamente applicate alla paratie (concentrate e/o distribuite).

Nell'analisi lineare la paratia si considera soggetta alla spinta attiva dei terreni a monte (input) mediante un diagramma di spinta a tutt'altezza (fino al piede della paratia) o un diagramma di spinta fino alla profondità di scavo. Le spinte vengono calcolate dal software con i metodi visti in precedenza, in funzione di tutti i fattori e parametri che entrano in gioco (condizioni drenate o non drenate, terreno stratificato, presenza di falda, sovraccarico applicato sui terrapieni ecc.). Per ogni elemento finito viene determinato un carico uniformemente distribuito, dovuto alla spinta dei terreni e ai sovraccarichi distribuiti applicati.

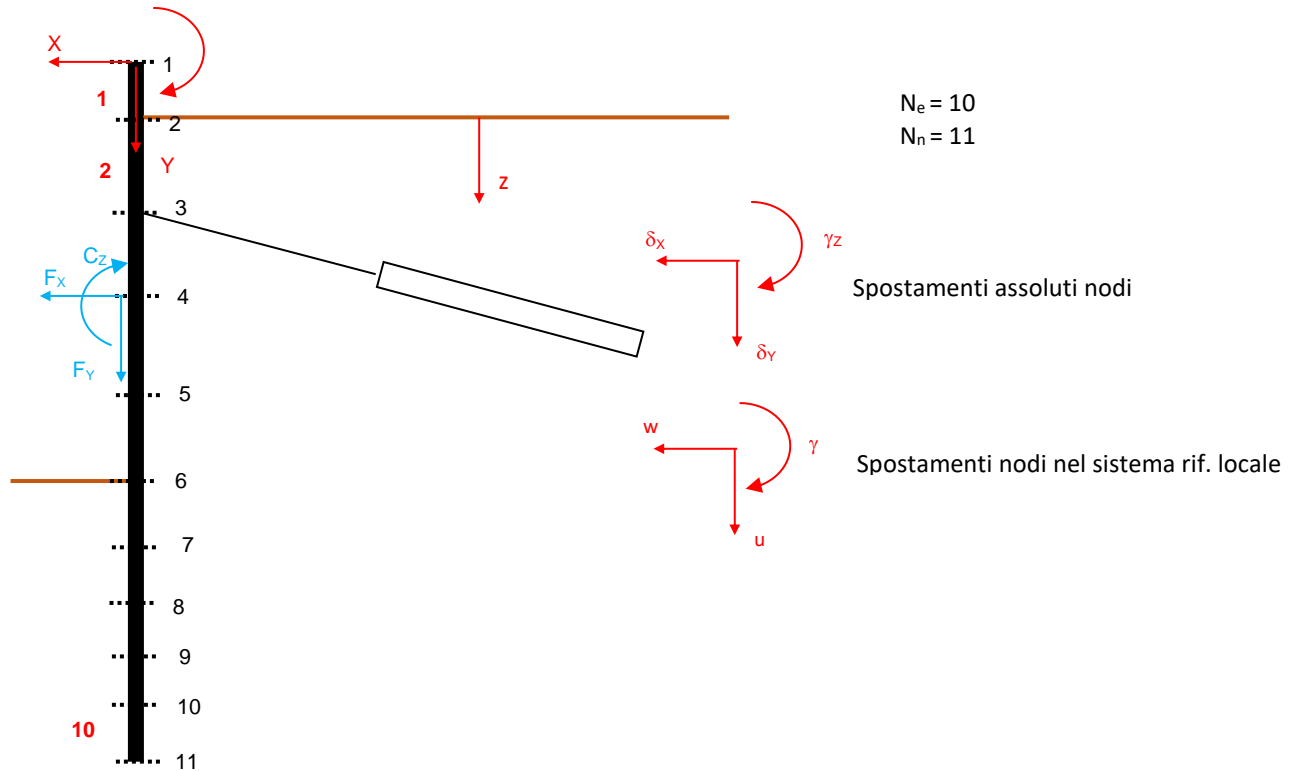
Nell'analisi non lineare si imposta, invece, un vero e proprio problema di interazione paratia-terreno volto alla ricerca del valore reale delle spinte/reazioni verificatesi in sito (output), le quali, essendo dipendenti dalla deformazione della paratia, in genere non corrispondono alla spinta attiva ipotizzata a priori nel calcolo lineare.

12.3 Impostazione del problema

Il calcolo delle paratie è un classico problema di interazione suolo struttura. Pertanto la modellazione ad elementi finiti deve includere sia la modellazione della struttura paratia che del terreno. Per illustrare il metodo FEM si fa riferimento alla paratia sotto indicata (la paratia può essere vista come un caso particolare di telaio piano avente le aste tutte allineate e poste in verticale). Sia N_a il numero delle aste (corrispondente al numero degli elementi finiti N_e) e N_n il numero dei nodi del telaio, che in questo caso è pari al numero degli elementi finiti + 1. Ogni asta ha $N_{ne}=2$ nodi.

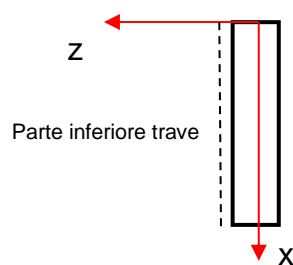
Fissiamo il **sistema di riferimento globale X-Y-Z** come in figura: l'asse X è orizzontale diretto da destra verso sinistra, l'asse Y verticale (secondo la direzione della forza peso) diretto dall'alto verso il basso, l'asse Z ortogonale al piano del disegno e uscente, l'origine del sistema di riferimento sul nodo 1, la rotazione positiva se oraria. A tale sistema di

riferimento globale si riferiranno gli spostamenti dei nodi e le forze concentrate esterne direttamente applicate ai nodi (le forze e gli spostamenti dei nodi assumono segno positivo se concordi con gli assi globali).



Sono poi assunti altri due **sistemi di riferimento locali** come indicati sopra: asse verticale z verso il basso per il terreno (calcolo delle tensioni nel terreno), con origine nel piano orizzontale passante per il punto di intersezione tra profilo del terreno di monte e la paratia, e gli assi locali x,y,z per ogni asta in cui è divisa la paratia (asse x coincidente con quello della paratia e quindi con l'asse globale Y, asse z orizzontale verso valle e quindi coincidente con l'asse globale X, asse y ortogonale al piano del disegno e uscente e quindi coincidente con l'asse globale Z). Le relazioni tra il sistema di riferimento globale XYZ e il sistema di riferimento locale xyz della paratia sono pertanto:

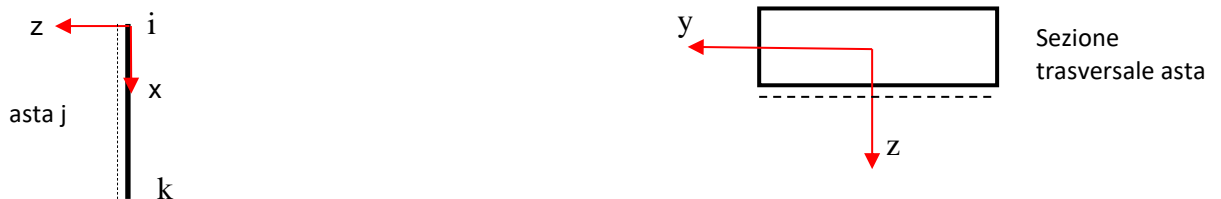
$$x=Y \quad y=Z \quad z=X$$



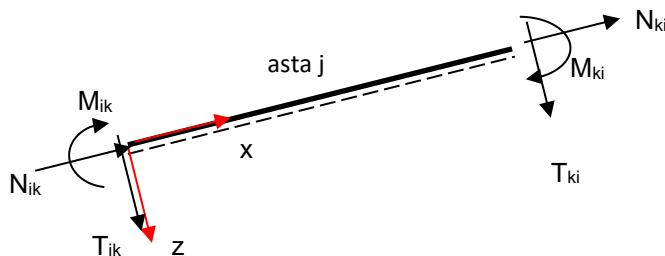
mentre tra il sistema di riferimento locale della paratia e quello dei terreni z la relazione è (H₁ è l'eventuale altezza della paratia che sta sopra il profilo del terreno di monte):

$$x=H_1+z$$

Indichiamo con $N_s=3$ il numero di spostamenti (o delle caratteristiche di sollecitazione) per ogni nodo della struttura. Ogni asta j del telaio, di estremi i e k , ha dunque il suo **sistema di riferimento locale x-y-z**: l'origine del sistema di riferimento locale è sul nodo iniziale i , l'asse x coincide con l'asse dell'asta ed è diretto da i verso k , l'asse z è ortogonale all'asse x ed è diretto verso il lato basso dell'asta. Gli assi y e z sono gli assi principali di inerzia della sezione trasversale dell'asta¹⁰. Il lato basso dell'asta è indicato dalla linea tratteggiata.



Si assumono le seguenti convenzioni sui segni. Sono positive le rotazioni e i momenti in verso orario. I carichi concentrati applicati sui nodi della struttura si inseriscono con il segno che ne deriva dal sistema di riferimento globale. I carichi distribuiti sulle aste si inseriscono invece con il segno che ne deriva dal sistema di riferimento locale assunto per l'asta. Le caratteristiche di sollecitazione di estremità N_{ik} , T_{ik} per l'estremo i e N_{ki} , T_{ki} per l'estremo k , sono positive se concordi con gli assi di riferimento locale.



Per la generica asta j del telaio sia:

- E il modulo elastico longitudinale del materiale che compone l'asta (il materiale si ammette che sia di tipo elastico-lineare);
- A e I_y l'area e il momento di inerzia della sezione trasversale dell'asta rispetto all'asse locale y ;
- L la lunghezza dell'asta.

La matrice di rigidezza (simmetrica) dell'asta che ha come vincoli di estremità incastro-incastro è:

¹⁰ Con le impostazioni assunte, gli assi locali xyz coincidono rispettivamente con gli assi globali YZX .

$$\underline{\underline{K}}_{ik}^j = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 12 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^3} & 6 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^2} & 0 & -12 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^3} & 6 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^2} \\ 0 & 6 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^2} & 4 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L} & 0 & -6 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^2} & 2 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -12 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^3} & 0 & 0 & 12 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^3} & -6 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^2} \\ 0 & 6 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^2} & 2 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L} & 0 & -6 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L^2} & 4 \cdot \frac{E \cdot I_y}{L} \end{bmatrix}$$

SIMM

Il soprasedegno nelle grandezze viste indica che la matrice di rigidezza dell'asta, gli spostamenti nodali generalizzati e le forze nodali equivalenti sono riferite al sistema di riferimento locale dell'asta.

Le matrici di rigidezza di ogni asta j riferite al sistema locale vengono trasformate per riferirle al sistema di riferimento globale XY per mezzo delle seguenti espressioni:

$$\underline{\underline{K}}_{ik}^j = \underline{\underline{\Lambda}}_j^T \cdot \underline{\underline{K}}_{ik}^j \cdot \underline{\underline{\Lambda}}_j \quad (2)$$

$$\text{dove } \underline{\underline{\Lambda}}_j = \begin{bmatrix} \lambda_j & 0 \\ 0 & \lambda_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos xX & \cos xY & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cos zX & \cos zY & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos xX & \cos xY & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos zX & \cos zY & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

è la **matrice di trasformazione** ($N_{ne}N_s \times N_{ne}N_s$), dipendente dalla geometria dell'asta (ad es. l'angolo xX è l'angolo che l'asse locale x dell'asta deve compiere facendo una rotazione oraria per sovrapporsi concordemente con l'asse globale X), che permette il passaggio dal sistema locale a quello globale. La matrice λ_j (3×3) contiene dunque i coseni direttori degli

$$\text{assi locali } x (l_1, m_1, n_1=0) \text{ e } z (l_2, m_2, n_2=0) \text{ rispetto agli assi globali } X, Y: \quad \lambda_j = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 & 0 \\ l_2 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Nelle relazioni (1) $\underline{S}_{ik}^j = \underline{\underline{K}}_{ik}^j \cdot \underline{\delta}_{ik}^j + \underline{f}_{o,ik}^j$, la matrice di rigidezza e il vettore carichi nodali equivalenti sono noti mentre sono incognite le sollecitazioni e gli spostamenti. Per risolvere il problema si scrivono, per ogni nodo i ($i=1, 2, \dots, N_n$) del telaio, le $N_s=3$ equazioni di equilibrio tra le forze concentrate esterne applicate al nodo (**forze nodali**) e le caratteristiche di sollecitazione di estremità delle aste che concorrono al nodo stesso. Utilizzando le espressioni (1) che legano, per mezzo delle matrici di rigidezza delle aste, le caratteristiche di sollecitazione di estremità in funzione degli spostamenti nodali (incogniti)

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 71 di 120
--	---	----------------

si determina il sistema di $N_s \times N_n$ equazioni di equilibrio nelle $N_s \times N_n$ incognite costituite dagli spostamenti dei nodi del telaio (per ogni nodo: spostamento lungo X, spostamento lungo Y e rotazione della sezione):

$$\underline{\underline{K}}_G \cdot \underline{\delta}_G = \underline{F}_G \quad (3)$$

in cui:

- $\underline{\underline{K}}_G$ è la **matrice di rigidezza globale del sistema o telaio** (di ordine $N_s N_n \times N_s N_n$), ottenuta per assemblaggio delle matrici di rigidezza di tutte le aste, preventivamente trasformate nel sistema di riferimento globale
- $\underline{\delta}_G$ è il **vettore spostamenti globale** (di ordine $N_s N_n$) che contiene gli N_s spostamenti di tutti gli N_n nodi della struttura nel sistema di riferimento globale:

$$\underline{\delta}_G = [\delta_{x1} \quad \delta_{y1} \quad \gamma_{z1} \quad \delta_{x2} \quad \delta_{y2} \quad \gamma_{z2} \quad \dots \quad \delta_{xNn} \quad \delta_{yNn} \quad \gamma_{zNn}]^T$$

- \underline{F}_G è il **vettore forze globali** (di ordine $N_s N_n$) che ingloba¹¹ le **forze nodali** \underline{F}_n (forze esterne note applicate nei nodi della struttura), le **reazioni vincolari** \underline{R}_v (incognite) e le **forze nodali equivalenti** \underline{F}_{ne} (note) al carico applicato lungo le aste (per ottenere \underline{F}_{ne} , per ogni nodo si fa la sommatoria delle forze $\underline{f}_{o,p}$, preventivamente trasformate nel sistema di riferimento globale, relative alle "p" aste che confluiscono nel nodo).

Non tutti i termini del vettore \underline{F}_G che sta al secondo membro della (3) sono quindi noti. D'altra parte, in corrispondenza di ogni incognita che compare a 2° membro della (3), a 1° membro è noto lo spostamento che risulta nullo o di valore assegnato per la presenza del vincolo oppure, nel caso di vincolo cedevole, esiste un legame tra spostamento del nodo e reazione vincolare per cui quest'ultima incognita si può esprimere in funzione degli spostamenti incogniti.

Ne segue che il sistema risolvibile può ridursi eliminando le righe e le colonne corrispondenti agli spostamenti impediti ottenendo il seguente sistema ridotto di equazioni:

$$\underline{\underline{K}}_{G,R} \cdot \underline{\delta}_{G,R} = \underline{F}_{G,R} \quad (4)$$

Risolvendo il sistema ridotto di equazioni (9.4), a mezzo dell'inversione della matrice di rigidezza globale ridotta $\underline{\underline{K}}_{G,R}$, si ottengono gli spostamenti/rotazioni dei nodi (incognite del problema):

$$\underline{\delta}_{G,R} = \underline{\underline{K}}_{G,R}^{-1} \cdot \underline{F}_{G,R} \quad (5)$$

Si osservi che lo stesso risultato si può ottenere operando direttamente sulla $\underline{\underline{K}}_G$ (senza riduzione), attribuendo una rigidezza infinita in corrispondenza degli spostamenti impediti. Allo scopo è sufficiente attribuire un valore 15-20 volte quello delle rigidezze presenti nella

¹¹ $\underline{F}_G = \underline{F}_n + \underline{R}_v - \underline{F}_{ne}$ vettori tutti di ordine $N_s N_n$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 72 di 120
--	---	----------------

matrice ai termini diagonali di \underline{K}_G corrispondenti agli spostamenti impediti. A secondo membro ai corrispondenti valori di \underline{F}_G si attribuisce un valore arbitrario, in particolare nullo.

Noti gli spostamenti nodali $\underline{\delta}_G$ si ottengono le caratteristiche di sollecitazione di estremità delle aste utilizzando la (1). Per la generica asta j di estremi i e k si prelevano dal vettore $\underline{\delta}_G$ i vettori $\underline{\delta}_i^j$ e $\underline{\delta}_k^j$ contenenti gli spostamenti degli estremi riferiti al sistema globale XY. Si riconducono tali vettori al sistema di riferimento locale attraverso le seguenti relazioni

$$\underline{\delta}_{ik}^j = \underline{\Lambda}_j \cdot \begin{bmatrix} \underline{\delta}_i^j \\ \underline{\delta}_k^j \end{bmatrix}$$

quindi si calcolano le sollecitazioni di estremità attraverso le (1).

In questo modo si perviene alla risoluzione del problema strutturale (analisi strutturale) con determinazione degli spostamenti e delle caratteristiche di sollecitazione (azioni interne) in ogni nodo della struttura.

12.4 Modellazione dei tiranti e puntone

Il puntone e il tirante, che possono essere inclinati rispetto all'orizzontale, si possono modellare considerandoli o come vincoli fissi o, meglio, come molla elastica di rigidezza assegnata.

La rigidezza assiale ρ_a dei tiranti di ancoraggio o puntone si calcola con la formula $\rho_a = \frac{E \cdot A}{L}$, dove A è l'area della sezione metallica del tirante/puntone, E è il modulo elastico del materiale con cui è realizzato (in genere acciaio) e L è la lunghezza libera del tirante/puntone.

Nel caso più generale di tirante/puntone inclinato dell'angolo α sull'orizzontale, posti a interasse i_a lungo Z , le rigidezze rispetto ai due assi X e Y per unità di lunghezza valgono:

$$\rho_{Xt} = \rho_a \cdot \frac{\cos \alpha}{i_a} = \frac{E \cdot A}{L} \cdot \frac{\cos \alpha}{i_a} \qquad \rho_{Yt} = \rho_a \cdot \frac{\sin \alpha}{i_a} = \frac{E \cdot A}{L} \cdot \frac{\sin \alpha}{i_a}$$

12.5 Modellazione del terreno

Come già riferito, il terreno può essere modellato mediante molle elastiche indipendenti di data rigidezza. La rigidezza della molla è legata al **modulo o coefficiente di reazione orizzontale** o **coefficiente di Winkler** k_s o k_h del terreno nel punto; tale modulo lega la pressione del terreno e lo spostamento della struttura ed è largamente usato nell'analisi delle strutture di fondazione e nelle paratie (pressione da applicare per ottenere uno spostamento unitario):

$$k_s = \frac{p}{w}$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 73 di 120
--	---	----------------

dimensionalmente è dato da forza diviso la lunghezza al cubo: $\left[\frac{F}{L^3} \right]$

Nel caso delle paratie lo spostamento e la pressione che si considerano sono quelle orizzontali. Nasce il problema di stimare correttamente il valore numerico del modulo di reazione.

Secondo Terzaghi esso si può ricavare utilizzando i risultati di una prova di carico su piastra. Siccome serve il modulo di reazione orizzontale a varie profondità, il problema posto in tali termini si complica. Bowles ha suggerito un metodo per ottenere un valore approssimato di k_s utilizzando la capacità portante dei terreni. La teoria si basa sull'ipotesi che la portanza ultima del terreno si verifichi in corrispondenza di uno spostamento di un pollice (2,54 cm) e quindi

$$k_s = \frac{q_{ult}}{1''} = \frac{q_{ult}}{0,0254m} \cong 40 \cdot q_{ult}$$

Il modulo di reazione potrebbe quindi essere ottenuto moltiplicando la portanza ultima del terreno a varie profondità per 40. Il metodo consente di ricavare dei valori di prima approssimazione, essendo abbastanza arbitraria l'ipotesi che la portanza massima si verifica in corrispondenza di uno spostamento di un pollice.

Una formula più generale per il calcolo del modulo di reazione è la seguente:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

dove:

A_s = costante valida sia per superfici di contatto orizzontali che verticali

B_s = coefficiente che tiene conto della variazione di profondità

z = profondità

n = esponente (ricavabile se sono disponibili prove di carico).

Assumendo $B_s=0$ si considera il modulo di reazione costante con la profondità. Assumendo $n=1$ si ammette invece la variazione lineare con la profondità (triangolare o trapezia a seconda se A_s è nulla o meno). Per i terreni stratificati, ogni strato può essere caratterizzato da distinti valori di tali parametri.

I parametri della formula binomia possono essere calcolati con il metodo di Bowles (1982) sopra esposto, che ricava il coefficiente di reazione orizzontale del terreno rapportando il carico ultimo del terreno con il cedimento pari a 2,54 cm:

$$k_s = \frac{q_{ult}}{0,025} = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + q \cdot N_q}{0,025}$$

Considerando i parametri geotecnici (c , ϕ , γ) di ogni strato, per B lo spessore dello strato (in m), per $q=\sigma_v=\gamma z$ (per i pesi dell'unità di volume considerare il peso a metro cubo), si ottiene una espressione del tipo $k_s = A_s + B_s \cdot z$ per cui si ricavano i coefficienti A_s , B_s e $n=1$:

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 74 di 120
--	---	----------------

$$k_s = 40 \cdot (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + c \cdot N_c) + 40 \cdot \gamma \cdot N_q \cdot z^1 \quad [\text{F L}^{-3}, \text{ad esempio kg/m}^3 \text{ o kN/m}^3]$$

$$\text{con} \quad N_q = k_p \cdot e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \varphi} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi$$

$$k_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Per $\varphi=0$ (condizioni non drenate) si deve assumere $N_c = 2 + \pi = 5,14$, mentre dalle formule appena viste si ottiene $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$.

È opportuno sottolineare che le caratteristiche di sollecitazione e le pressioni indotte nel terreno non sono molto sensibili al valore del coefficiente di sottofondo perché la rigidezza della struttura è solitamente almeno 10 o più volte la rigidezza del terreno. Al contrario, gli spostamenti risultano abbastanza influenzati da k_s . Infatti l'andamento degli spostamenti varia pressoché linearmente con k_s , cosicché una corretta scelta di esso è determinante per una valutazione realistica degli spostamenti.

A rigore la costante di sottofondo k_s non dipende solo dal terreno ma anche dalle condizioni geometriche e meccaniche del problema, quali l'affondamento e la rigidezza della paratia, il suo grado di vincolo, il suo modo di deformarsi ecc (problema di interazione).

12.5.1 MOLLE ELASTICO-LINEARI: ANALISI LINEARE

Nell'analisi lineare le molle che modellano il terreno si considerano presenti solo nella parte di terreno di valle che sta sotto la linea di fondo scavo e tali molle sono di tipo classico con comportamento elastico lineare, reagenti sia a trazione che a compressione. La rigidezza della generica molla "i", posta alla profondità z_i è data dall'espressione:

$$\rho_{xi} = k_{si} \cdot L_i \cdot L_T \quad [\text{F/L}]$$

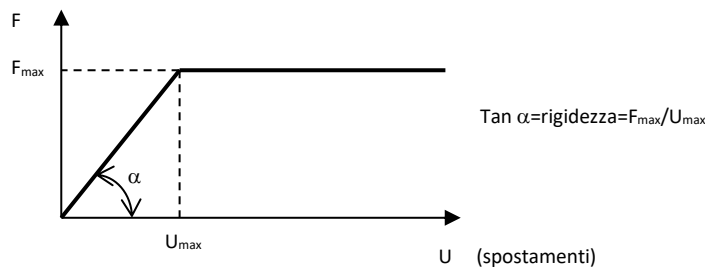
dove k_{si} è la costante (valore positivo) di Winkler orizzontale del terreno alla profondità z_i , L_i è la lunghezza del tratto di paratia di influenza della molla e L_T è la larghezza unitaria (1 m) trasversale della paratia. Le rigidezze alla traslazione lungo l'asse Y e alla rotazione della molla sono nulle $\rho_{yi} = \rho_{zi} = 0$.

Con l'analisi lineare occorre verificare, a calcolo eseguito, che nella parte superiore del tratto di paratia infissa la pressione nel terreno (o la reazione vincolare) richiesta per la stabilità non sia molto maggiore della tensione passiva del terreno a tale profondità. Se ciò accade occorrerebbe rimuovere la molla in tale posto e sostituirla con una forza nodale pari alla spinta passiva. Controllando i nuovi risultati ottenuti si osserverà che gli spostamenti della linea di fondo scavo e i momenti massimi della paratia aumenteranno.

12.5.2 MOLLE ELASTICHE-PERFETTAMENTE PLASTICHE: ANALISI NON LINEARE

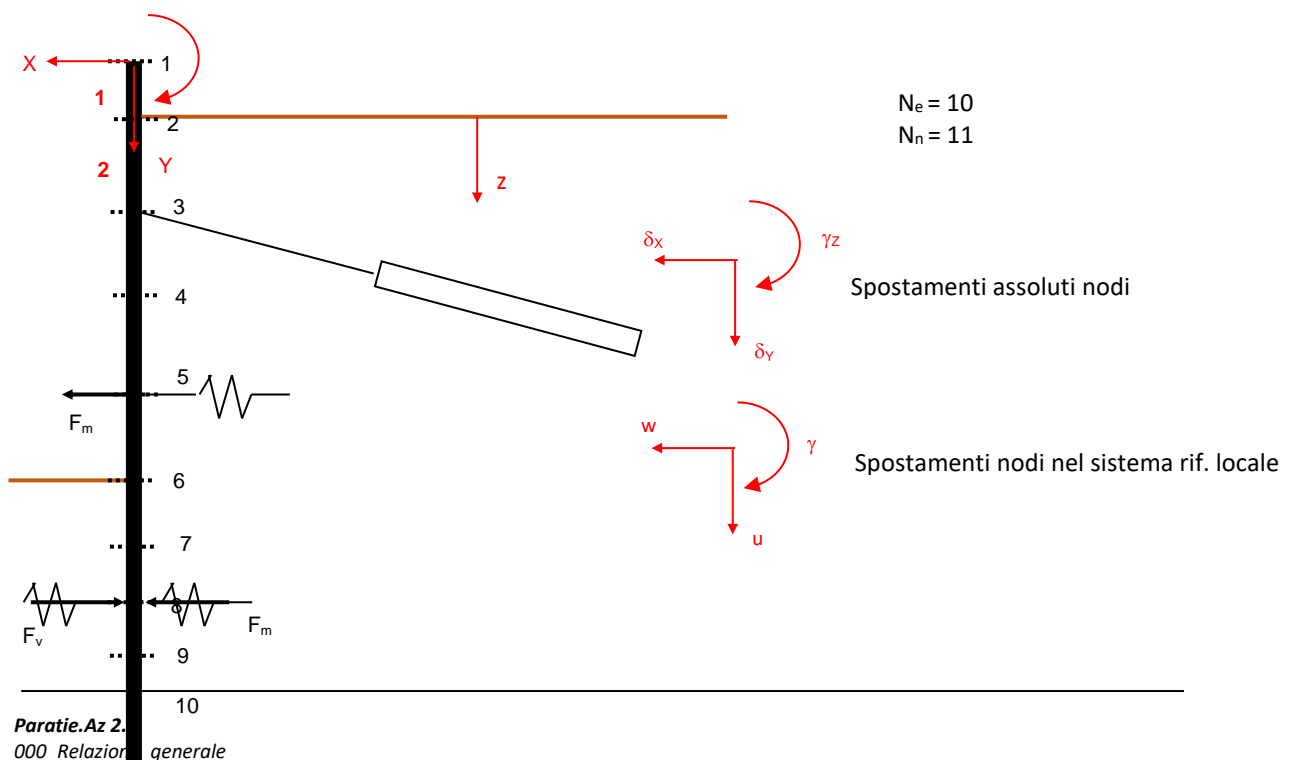
Il comportamento reale del terreno, come noto, non è reversibile (elastico) né tanto meno lineare, anche quando lo stato tensionale è lontano dalle condizioni di rottura (diagrammi tensioni-deformazioni non lineari e con cicli di isteresi), per cui l'analisi lineare rappresenta un'approssimazione del reale comportamento del terreno.

Considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è un'approssimazione al quanto grossolana. Fra le varie soluzioni possibili una di quelle più praticate e che fornisce risultati soddisfacenti è quella che considera il terreno con comportamento elastico-perfettamente plastico. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazione (o forze-spostamenti) del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (delle molle). Un criterio potrebbe essere quello cinematico: la resistenza delle molle (reazione) cresce con lo spostamento fino a quando non si raggiunge il valore U_{max} fissato; una volta superato tale limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti.



Un altro criterio di plasticizzazione, adottato in *Paratie.Az*, è quello c.d. statico: si assume che la molla, di fissata rigidità, abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento della spinta passiva S_p alla quota della molla. In condizione di riposo (spostamento nullo) la molla esercita la spinta a riposo S_0 , mentre per decompressione della molla la resistenza va diminuendo fino al valore della spinta attiva S_a , sempre alla quota della molla.

Con questo approccio i nodi della struttura sono tutti nodi vincoli esterni, ad eccezione di quelli che cadono nel tratto H_1 (non a contatto con il terreno). Nei nodi sopra la linea di fondo scavo c'è una sola molla a monte, in quelli sotto la linea di fondo scavo ci sono due molle, una di monte e una di valle.



	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 76 di 120
--	---	----------------

.....
10
..... 11

Dal punto di vista numerico, l'introduzione dei criteri di plasticizzazione porta ad un **analisi non-lineare** (non linearità meccaniche, legate ai materiali), con un aggravio computazione che in molti casi è notevole (soluzione di sistemi di equazioni non lineari).

La matrice di rigidezza globale del sistema, modificata per tenere conto dei vincoli non lineari, dipende ora dal vettore spostamento incognito. Il procedimento di soluzione è di tipo iterativo e in *Paratie.Az* viene utilizzato il **metodo di Newton Raphson**:

- 1) si fissa un valore priori del vettore spostamento
- 2) si calcolano le reazioni delle molle, tenendo conto delle eventuali plasticizzazioni create dal vettore spostamento fissato
- 3) si calcola la matrice di rigidezza globale modificata, la sua ridotta in funzione dei vincoli fissi e la sua inversa
- 4) si calcola il vettore delle forze globali e il suo vettore ridotto in funzione dei vincoli fissi
- 5) si risolve il sistema di equazioni ridotto, ottenendo il vettore di spostamenti ridotto da cui si risale al vettore spostamento
- 6) con il vettore spostamento trovato (iterazione zero), di cui si calcola la norma, si ripetono le operazioni da 2 a 5 ottenendo il vettore spostamento di prima iterazione; se la norma del vettore di prima iterazione è molto prossima, a meno di una precisione fissata $\varepsilon \ll 1$ (es. 0,001), a quella dell'iterazione zero, il ciclo si interrompe e il vettore spostamento è quello cercato, diversamente si ripete iterativamente il ciclo delle operazioni finché non si arrivi a convergenza; è sempre opportuno fissare il numero massimo delle iterazioni, superato il quale il ciclo viene comunque interrotto.

Per un numero sufficiente di iterazioni la soluzione converge al valore esatto del vettore spostamento. Se alla generica iterazione accade che il numero delle molle in campo elastico è inferiore a due si raggiunge la labilità della paratia (matrice di rigidezza singolare), intendendo che nella configurazione raggiunta non esiste un sistema di vincoli elastici che possa equilibrare i carichi.

All'equilibrio la risultante di tutte le forze applicate alla paratia è nulla.

Il metodo visto ha lo svantaggio che ad ogni iterazione occorre ricalcolare la matrice di rigidezza globale e la sua inversa, ma ha il vantaggio che arriva a convergenza con poche iterazioni. Esistono in letteratura altri metodi che lasciano immutata la matrice di rigidezza globale (calcolata una sola volta) ma necessitano di molte più iterazioni (ad esempio il metodo di Riks). Non è in genere possibile stabilire a priori con quale delle due tecniche si arrivi prima al risultato.

Ottenuto il vettore spostamento, si possono calcolare le reazioni vincolari e le pressioni nel terreno, sia lato monte che lato valle.

In questo modo si individua quali sono le zone del terreno effettivamente plasticizzate. La somma delle reazioni delle molle eguaglia la somma delle forze esterne applicate (equilibrio alla traslazione orizzontale).

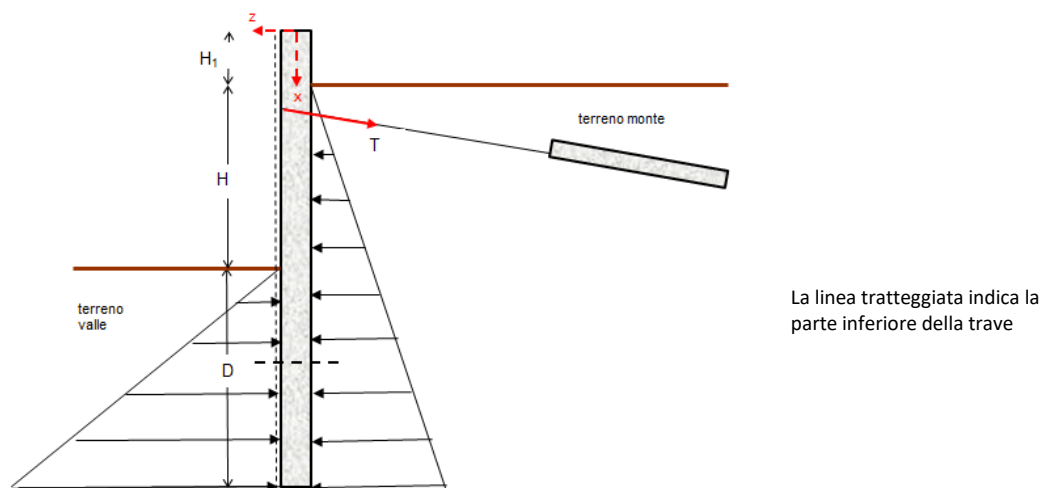
Inoltre dagli spostamenti ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

13 VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U) DI TIPO STRUTTURALE

13.1 Introduzione

Le paratie dal punto di vista strutturale sono delle travi piane soggette a carichi noti, trasmessi dal terreno circostante.

Nei **metodi classici (LEM)** il terreno si assume in stato di equilibrio limite attivo e passivo, sulla base del cinematismo ipotizzato. Come illustrato in precedenza, per le paratie senza ancoraggio o con un ordine di ancoraggi, in base al cinematismo ipotizzato e con le sole equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione (paratia supposta rigida) si determinano le incognite del problema (profondità di infissione, punto di rotazione, coefficiente di sicurezza, sforzo di trazione nel tirante) e i diagrammi delle pressioni o tensioni orizzontali agenti lungo i lati di monte e di valle della paratia. Noti i diagrammi delle pressioni agenti, fissata una qualunque sezione nella paratia si possono determinare le sollecitazioni sforzo normale N_x , taglio T_z e momento flettente M_y considerando solamente le forze e le tensioni agenti superiormente a tali sezioni.



Con il **metodo FEM** le sollecitazioni vengono restituite a valle del calcolo.

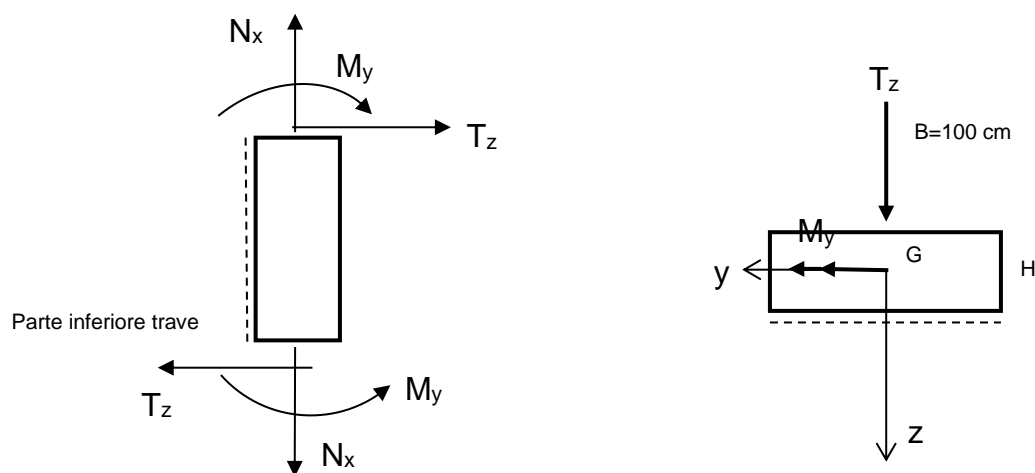
Lo sforzo normale N_x è determinato, oltre che da forze concentrate che hanno componente lungo l'asse x , anche dal peso proprio della paratia. Se agisce solo quest'ultimo lo sforzo normale per unità di lunghezza vale (negativo in quanto di compressione):

$$N_x(x) = -W = -\gamma_{mat} \cdot A_{t1} \cdot x \quad [F/L]$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 78 di 120
--	---	----------------

essendo γ_{mat} il peso dell'unità di volume del materiale costituente la paratia, A_{t1} l'area della sezione trasversale presente in un metro lineare di paratia (ha le dimensioni di una lunghezza) e x l'ascissa.

Le caratteristiche di sollecitazione nella generica sezione N_x , T_z e M_y hanno segno positivo o negativo in accordo alla convezione adottata in Scienza delle Costruzioni; si assume a tal proposito un sistema di riferimento locale xyz avente l'asse x coincidente con l'asse della paratia, gli assi y e z coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa, origine nel baricentro G della sezione e orientamento come nella figura sopra indicata (l'asse y è uscente dal piano del foglio).



Lo sforzo normale si assume, quindi, positivo se di trazione, lo sforzo di taglio se diretto come l'asse z sulla faccia destra del concio e il momento flettente se tende le fibre inferiori della trave.

13.2 Verifiche strutturali nelle paratie in C.A.

Noto lo stato di sollecitazione di ogni combinazione di carico, si effettua il calcolo delle **armature longitudinali a presso-flessione**. Allo scopo, in *Paratie.Az* viene considerata la sezione ove si ha il massimo momento flettente e si determina il numero di tondini necessario (di fissato diametro), tenuto conto dei minimi e dei massimi previsti dalla normativa di riferimento. Il numero di tondini così individuato si estende a tutto lo sviluppo della paratia: ovviamente si prende il numero massimo di tondini necessario al variare delle combinazioni di carico.

L'**armatura trasversale a taglio** si determina, non all'interno di ogni combinazione di carico, ma sulla base del diagramma di taglio involuppo. Le tensioni tangenziali dovute al taglio sono di solito modeste.

Con le **NTC 2008 e 2018** le verifiche strutturali sono condotte con il **metodo agli SLU**. Per il calcolo degli effetti delle azioni E_d , che in questo caso sono le caratteristiche di sollecitazione, si applica l'Approccio 2 (A1+M1). Con i **DD.MM. 11/03/1988 e 16/01/1996**, le verifiche strutturali sono condotte con il **metodo delle Tensioni Ammissibili**.

13.2.1 VERIFICHE ALLO S.L.U. PER TENSIONI NORMALI (SFORZO NORMALE E/O MOMENTO FLETTENTE)

Nel valutare la resistenza ultima dell'elemento strutturale monodimensionale (sezione) nei confronti dello sforzo normale N_x e del momento flettente M_y (sollecitazioni di *sforzo normale centrato*, *flessione retta*, *presso/tenso flessione retta*) si adottano le seguenti ipotesi di base:

- 1) conservazione delle sezioni piane;
- 2) perfetta aderenza tra acciaio e cls;
- 3) resistenza a trazione del cls nulla;
- 4) rottura del cls determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- 5) rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Dalla prima ipotesi discende che il diagramma delle deformazioni delle diverse fibre di una sezione è lineare.

Le tensioni nel cls e nelle barre di armatura si deducono, note le deformazioni, utilizzando i rispettivi *diagrammi tensione-deformazioni*. Una differenza di rilievo rispetto al metodo delle tensioni ammissibili sta proprio nel diverso legame sforzo-deformazione assunto per i materiali: nel metodo alle tensioni ammissibili il legame è di tipo lineare proporzionale (legge di Hooke) fino al raggiungimento delle tensioni ammissibili dei materiali (cls e acciaio); nel metodo allo SLU possono adottarsi leggi più aderenti al reale comportamento dei materiali (il reale comportamento del cls e dell'acciaio si discosta sensibilmente dalla linearità, sia per la presenza di rami plastici, sia, per il cls, per la presenza di una non-linearità anche nel campo considerato elastico).

Per il **diagramma tensione-deformazione del cls** sono previsti dalla norma e da **Paratie.Az** i seguenti diagrammi:

- ✓ *diagramma parabola-rettangolo* (è quello più vicino al reale comportamento del cls)
- ✓ *diagramma triangolo-rettangolo*;
- ✓ *diagramma rettangolo* (è una semplificazione di calcolo)

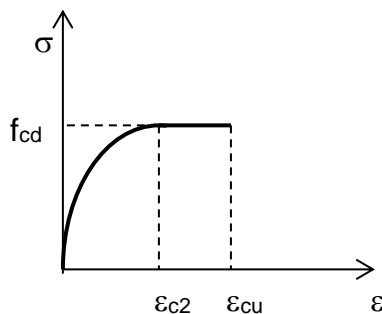


Diagramma parabola-rettangolo

(ramo parabolico elastico non lineare e ramo plastico di limitata estensione)

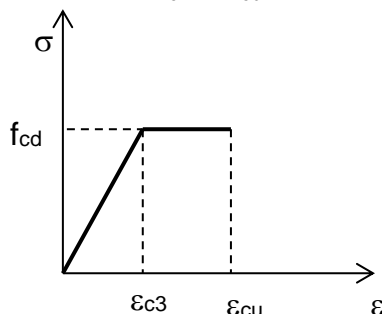


Diagramma triangolo-rettangolo

(ramo elastico lineare e ramo plastico)

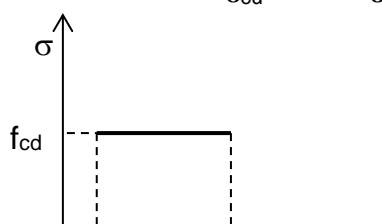
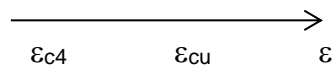


Diagramma rettangolo (Stress block)



Per cls con classi di resistenza non superiori a C50/60 (R_{ck} non superiore a 60 N/mm²) si assume:

$$\varepsilon_{c2} = 0,20\% \quad \varepsilon_{c3} = 0,175\% \quad \varepsilon_{c4} = 0,07\%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35\% \quad (\text{deformazione del cls a rottura o ultima})$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si pone:

$$\varepsilon_{c2} = 0,20\% + 0,0085\% \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,175\% + 0,055\% \cdot \left(\frac{f_{ck} - 50}{40} \right)$$

$$\varepsilon_{c4} = 0,2 \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\% \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$$

Per le sezioni soggette a distribuzione di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ε_{c2} anziché ε_{cu} .

Per il **diagramma tensione-deformazione dell'acciaio** sono previsti dalla normativa e da **Muri.Az** i seguenti diagrammi:

- ✓ *diagramma elastico-perfettamente plastico;*
- ✓ *diagramma bilineare con incrudimento;*

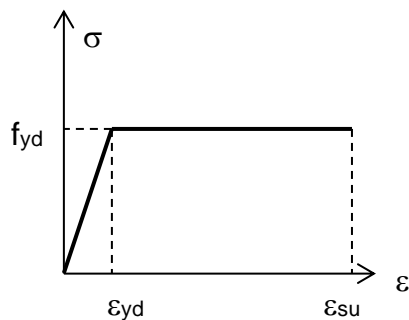


Diagramma elastico-perfettamente plastico

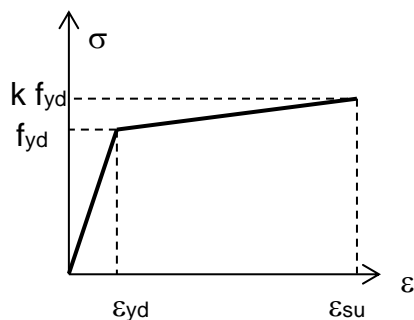


Diagramma bilineare con incrudimento

dove $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$, ε_{su} è la deformazione ultima a rottura dell'acciaio e k è il rapporto di sovra-resistenza o fattore di incrudimento¹² (in genere si può assumere pari a 1,2).

I diagrammi vanno intesi completi anche della parte relativa alla compressione (diagramma antisimmetrico) essendo il materiale resistente sia a trazione che a compressione.

Le relazioni analitiche che esprimono il diagramma elastico-perfettamente plastico sono:

$$\sigma(\varepsilon) = E_s \cdot \varepsilon \quad \text{per } |\varepsilon| \leq \varepsilon_{yd}$$

$$\sigma(\varepsilon) = f_{yd} \quad \text{per } \varepsilon_{yd} \leq |\varepsilon| \leq \varepsilon_{su}$$

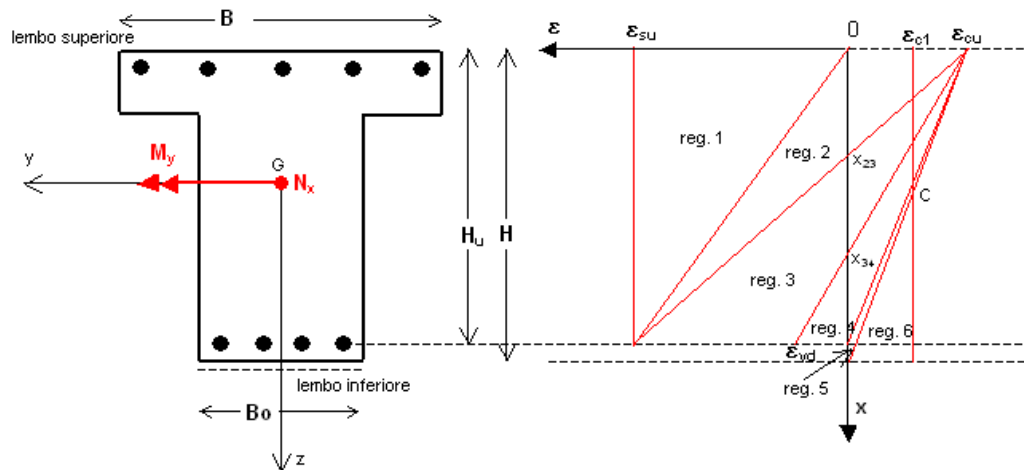
e quelle che esprimono il diagramma bilineare con incrudimento:

$$\sigma(\varepsilon) = E_s \cdot \varepsilon \quad \text{per } |\varepsilon| \leq \varepsilon_{yd}$$

$$\sigma(\varepsilon) = f_{yd} + (k \cdot f_{yd} - f_{yd}) \cdot \frac{\varepsilon - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{yd}} \quad \text{per } \varepsilon_{yd} \leq |\varepsilon| \leq \varepsilon_{su}$$

Da notare che per $k=1$ si ricade nel diagramma elastico-perfettamente plastico.

Con la filosofia di calcolo agli SLU, come anticipato, il collasso della sezione è determinato dal superamento nel cls e/o nell'acciaio della rispettiva deformazione ultima: è raggiunto il limite di resistenza della sezione inflessa se la deformazione del cls compresso raggiunge il valore ε_{cu} (in genere **0,35%**) e/o quello dell'acciaio teso il valore dell'allungamento limite ε_{su} (in genere **1%**). Questo fatto comporta che tutti gli infiniti diagrammi lineari delle deformazioni relativi a situazioni di collasso devono passare per uno di questi due punti come di seguito illustrato:



Nel caso delle opere di sostegno, essendo il problema piano si verifica il caso di sollecitazione di presso/tenso-flessione retta (sezione con asse z di simmetria e $M_z=0$). L'insieme dei possibili diagrammi di deformazione di collasso può suddividersi in 6 regioni, corrispondenti a diversi meccanismi di rottura (con x indichiamo la distanza dell'asse neutro dal lembo maggiormente compresso della sezione).

Regione 1. Comprende i diagrammi in cui il cls è tutto teso (ε positivo in tutta la sezione) e quindi esso non partecipa alla resistenza. La variabile x varia tra “- infinito” (sezione soggetta a deformazione uniforme positiva, asse neutro all'infinito) e 0 (asse neutro coincidente con il lembo superiore della sezione). La deformazione dell'armatura maggiormente tesa è quella ultima ε_{su} . La rottura avviene per l'eccessivo

¹² v. Tab. 11.3.1a,b delle NTC.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 82 di 120
--	---	----------------

allungamento dell'armatura tesa. La rottura in regione 1 può essere prodotta dalla trazione semplice ($N_x > 0$, $M_y = 0$) o dalla tenso-flessione ($N_x > 0$, $M_y \neq 0$) con piccola eccentricità.

Regione 2. Comprende i diagrammi in cui il cls al lembo maggiormente compresso ha una deformazione compresa tra lo zero e il valore di rottura ε_{cu} e l'acciaio maggiormente teso è sempre alla deformazione massima ε_{su} . Il valore di x varia tra 0 e x_{23} ¹³. La rottura avviene per l'eccessivo allungamento dell'armatura tesa, prima che il cls arrivi alla deformazione ultima. Le sezioni che collassano in questo modo sono dette debolmente armate cui corrispondono meccanismi di collasso duttili, accompagnati da grandi deformazione plastiche. La rottura nella regione 2 può essere prodotta dalla flessione semplice ($N_x = 0$, $M_y \neq 0$) o dalla presso/tenso-flessione ($N_x \neq 0$, $M_y \neq 0$) con grande eccentricità.

Regione 3. Comprende i diagrammi in cui il cls al lembo maggiormente compresso raggiunge ε_{cu} e l'acciaio ha una deformazione compresa tra ε_{su} e il valore di snervamento $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$ (allungamento corrispondente alla tensione di plasticizzazione). Il valore di x varia tra x_{23} e x_{34} ¹⁴. La rottura avviene per schiacciamento del cls, mentre l'acciaio ha superato la soglia plastica. Le sezioni che collassano in questo modo sono dette normalmente armate ed il loro comportamento è tanto più duttile quanto maggiore è l'allungamento dell'acciaio in condizioni di rottura. La rottura nella regione 3 può essere prodotta dalla flessione semplice ($N_x = 0$, $M_y \neq 0$) o dalla presso/tenso-flessione ($N_x \neq 0$, $M_y \neq 0$) con grande eccentricità.

Regione 4. Comprende i diagrammi in cui il cls al lembo maggiormente compresso raggiunge ε_{cu} e l'acciaio ha una deformazione compresa tra lo zero e il valore di snervamento $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$. Il valore di x varia tra x_{34} e H_u . La rottura avviene per schiacciamento del cls, mentre l'acciaio non ha superato la soglia plastica. Questo meccanismo si verifica nelle sezioni fortemente armate e produce collassi improvvisi e con piccole deformazioni (*piccola duttilità*). La rottura nella regione 4 può essere prodotta dalla flessione semplice ($N_x = 0$, $M_y \neq 0$) o dalla presso/tenso-flessione ($N_x \neq 0$, $M_y \neq 0$) con grande eccentricità.

Regione 5. Comprende i diagrammi in cui il cls al lembo maggiormente compresso raggiunge ε_{cu} e l'acciaio è anch'esso ovunque compresso. Il valore di x varia da H_u ad H . La rottura, che avviene per schiacciamento del cls, può essere prodotta dalla presso-flessione ($N_x < 0$, $M_y \neq 0$) con piccola eccentricità.

Regione 6. Comprende i diagrammi che ruotano attorno al punto C¹⁵. Il valore di x varia da H a "+infinito" (l'asse neutro si va spostando verso il basso, esternamente alla sezione, fino a raggiungere l'infinito positivo). Il cls al lembo maggiormente compresso ha una deformazione inferiore al valore ε_{cu} e l'acciaio è anch'esso ovunque compresso. La rottura nella regione 6 può essere prodotta dalla compressione semplice ($N_x < 0$, $M_y = 0$) o dalla presso-flessione ($N_x < 0$, $M_y \neq 0$) con piccola eccentricità. Per $x = +\infty$ si ottiene una deformazione uniforme di accorciamento della sezione opportunamente limitata al valore ε_{c1} come imposto dalla normativa.

La maggior parte delle sezioni delle travi (elementi monodimensionali soggetti principalmente all'azione del momento flettente) correttamente progettate collassano con un meccanismo che appartiene ad una fascia a cavallo tra le regioni 2 e 3. Il diagramma di separazione tra queste due regioni è detto di **rottura bilanciata** e corrisponde alla situazione in cui entrambi i materiali raggiungono simultaneamente la deformazione ultima (massimo sfruttamento dei materiali). Si dice che le sezioni che collassano in questo modo hanno un'**armatura bilanciata**. Nella regione di rottura 2 al crescere della sollecitazione esterna, crescono le

¹³ Il valore di x che separa le regioni 2 e 3 si ricava con semplici considerazioni di similitudini tra triangoli:

$$x_{23} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \cdot H_u$$

per $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$ e $\varepsilon_{su} = 1\%$ si ottiene $x_{23} = 0,259 H_u$.

¹⁴ Anche il valore di x che separa le regioni 3 e 4 si ricava con semplici considerazioni di similitudini tra triangoli:

$$x_{34} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} \cdot H_u$$

¹⁵ La distanza d del punto C dal lembo maggiormente compresso della sezione è determinabile geometricamente con semplici

considerazioni di similitudini tra triangoli: $d = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \cdot H$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 83 di 120
--	---	----------------

deformazioni dell'acciaio e del cls, ma per come è armata la trave, nell'incipiente raggiungimento dello stato limite ultimo, si verificano grandi deformazioni dell'acciaio che sono materialmente visibili (comportamento duttile); nella pratica si osserverebbe una trave che abbandona la linearità e assume una configurazione deformata cosiddetta "imbarcata", e al raggiungimento del momento ultimo si romperebbe.

Questo comportamento di rottura duttile è di gran lunga da preferire ad un comportamento fragile della trave (rottura per cedimento del cls); infatti con la rottura fragile si verificherebbe che al crescere del carico la trave sembra quasi che non si deformi, e al raggiungimento del momento ultimo si rompe improvvisamente per schiacciamento del cls, senza quasi nessun preavviso. Avere delle travi progettate per rottura di tipo duttile permette di rendersi conto dell'imminente collasso, segnalato, tra l'altro, anche dalla rottura dei manufatti portati, quali tramezzi, impianti, vetrate che normalmente hanno un comportamento più fragile, e quindi permettono di organizzare in tempi rapidissimi un'evacuazione del locale (si pensi ad una scuola), cosa non possibile se la rottura è di tipo fragile.

Vediamo ora come calcolare le **sollecitazioni ultime** (chiamate anche resistenze della sezione) che confrontate con le sollecitazioni di progetto permettono di effettuare la verifica di resistenza. Data una sezione in C.A. di forma qualunque e comunque armata, per effettuare le verifiche allo SLU alle tensioni normali cominciamo con lo scrivere le solite tre equazioni di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave e alla rotazione attorno agli assi y e z, baricentrici della sezione omogeneizzata:

$$\int_{A_c} \sigma_c(y, z) \cdot dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{f_i} \cdot \sigma_{f_i} = N_x$$

$$\int_{A_c} \sigma_c(y, z) \cdot z \cdot dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{f_i} \cdot \sigma_{f_i} \cdot z_{f_i} = M_y$$

$$\int_{A_c} \sigma_c(y, z) \cdot y \cdot dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{f_i} \cdot \sigma_{f_i} \cdot y_{f_i} = -M_z$$

dove:

- N_x, M_y, M_z sono le risultanti delle tensioni normali agenti sulla sezione;
- A_c è l'area del cls compresso;
- $\sigma_c(y, z)$ è la tensione di compressione (di valore negativo) nel cls;
- σ_{f_i} è la tensione (positiva se di trazione, negativa se di compressione) della barra i-esima di acciaio;
- A_{f_i} è l'area della barra i-esima di acciaio;
- N_b è il numero delle barre presenti nella sezione;
- y e z sono le coordinate dell'areola elementare di cls compresso;
- y_{f_i} e z_{f_i} sono le coordinate del baricentro della barra i-esima di acciaio.

Assegnato un generico campo di deformazioni, da cui si possono derivare le tensioni per mezzo dei legami costitutivi dei materiali, le superiori equazioni permettono di ricavare le risultanti N_x, M_y, M_z . Se il campo di deformazione assegnato è uno che individua la rottura della sezione, per deformazione ultima nel cls e/o acciaio, si ottengono le risultanti ultime N_{xu}, M_{yu}, M_{zu} che riportate nello spazio tridimensionale di assi N_x, M_y, M_z formano, al variare delle configurazioni di rottura, una superficie detta **dominio di rottura**. La sezione è verificata se la terna sollecitante esterna N_{xE}, M_{yE}, M_{zE} individua un punto non esterno al dominio di rottura (punto interno al dominio o sulla superficie).

È chiaro che analizzare sezioni di forma più complessa della rettangolare, soggette a presso o tenso-flessione deviata, e assumere per il cls e l'acciaio diagrammi sforzi-deformazioni non lineari (es. quello parabola-rettangolo per il cls) comporta molte complicazioni di calcolo dovute alla risoluzione degli integrali matematici. Per le sezioni rettangolari, le equazioni di cui sopra si semplificano essendo $dA = B \cdot dz$, con B costante, e potendo accoppiare le armature presenti ai due lembi (i tondini sono soggetti alla stessa deformazione e quindi alla stessa tensione). Un'altra semplificazione, ammessa anche dalla normativa Italiana, è quella di adottare

per il cls il diagramma rettangolo (*stress-block*). In questo modo si può tirare fuori dal segno dell'integrale la tensione costante del cls.

Per sezioni generiche e più complesse, per calcolare N_{xu} , M_{yu} e M_{zu} conviene suddividere l'area del cls compressa in strisce sottili (la precisione è tanto più alta quante più strisce si considerano) per le quali si può ammettere che la tensione del cls è costante. In questo modo si vengono a sostituire agli integrali delle sommatorie estese al numero delle strisce fissate. Questo metodo consente di adottare diagrammi tensioni-deformazioni più accurati e più complessi di quello rettangolo, in grado di seguire il comportamento del materiale per grandi deformazioni.

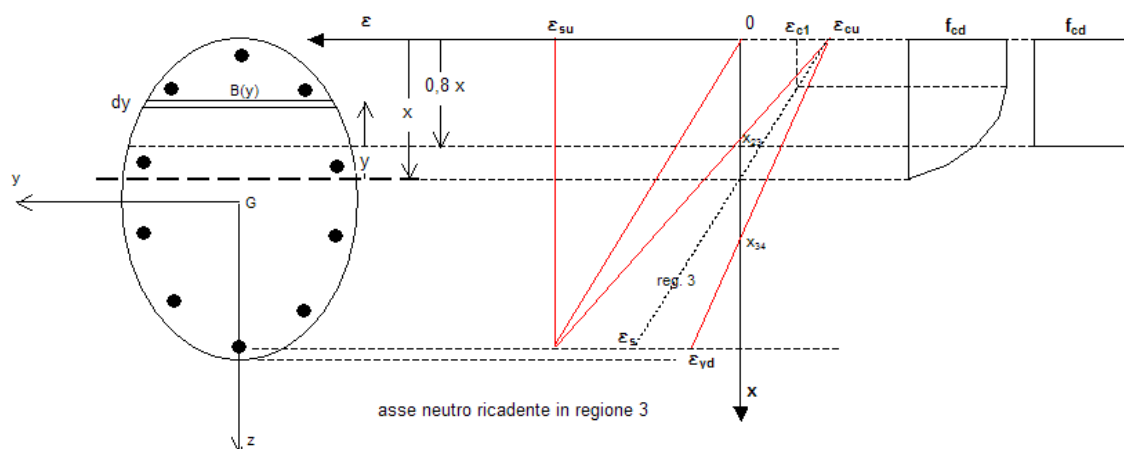
Per le sezioni in C.A. avente l'asse z verticale di simmetria e soggette a sollecitazioni di sforzo normale centrato (di trazione o di compressione) o di flessione retta o di presso/tenso-flessione retta ($M_z=0$), come nel caso dei muri di sostegno, per la verifica allo SLU è sufficiente costruire il **dominio di rottura N_x-M_y** ossia il luogo dei punti nel piano N_x-M_y che individuano condizioni di rottura della sezione. Questo dominio è l'intersezione del dominio tridimensionale con il piano di equazione $M_z=0$.

Noto che sia il dominio di rottura la verifica di resistenza allo SLU consiste nel constatare che il punto di coordinate N_{xE} M_{yE} , che individua le sollecitazioni di progetto, sia non esterno al dominio stesso.

Per la costruzione per punti del dominio di rottura N_x-M_y si fissa la distanza x dell'asse neutro (di cui è nota a priori la direzione) dal lembo maggiormente compresso della sezione, facendola variare, con adeguato passo discreto, in modo da coprire tutte le regioni di rottura (dalla 1 alla 6). Fissata x si conosce la regione nella quale la sezione viene a trovarsi nelle condizioni di rottura e quindi si conosce la deformazione massima del calcestruzzo e/o dell'acciaio teso:

regioni 1 e 2: l'acciaio ha la massima deformazione ε_{su}

regioni 3, 4, 5: il calcestruzzo ha la massima deformazione ε_{cu}



Avendo fissata la posizione dell'asse neutro (nella figura soprastante il valore di x fissato ricade nella regione 3) risulta completamente individuato il diagramma delle deformazioni (lineare) in tutta la sezione. Le tensioni sui tondini dell'armatura e nelle strisce di cls, note le deformazioni, si ricavano dai corrispondenti diagrammi tensioni-deformazioni dell'acciaio e del cls.

Le equazioni di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave e quella alla rotazione rispetto all'asse y , baricentro della sezione omogeneizzata, permettono di ricavare lo sforzo normale di rottura N_{xu} e il momento corrispondente M_{yu} . Si ottiene quindi, per fissata x , una coppia di valori che nel dominio di rottura è rappresentato da un punto. Al variare di x si ottengono tutti i punti utili per la costruzione grafica del dominio di rottura N_x-M_y . In questo modo abbiamo costruito solo la metà della frontiera del dominio di rottura. Per costruire l'altra metà dobbiamo effettuare i calcoli considerando come lembo della sezione maggiormente compresso quello inferiore (comportamento della sezione con momenti flettenti negativi). Se la sezione è simmetrica rispetto all'asse y (armature incluse) il dominio di rottura è anch'esso simmetrico rispetto all'asse N .

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 85 di 120
--	---	----------------

Per il dato valore di progetto dello sforzo normale N_{xE} , il software individua dal dominio di rottura i due momenti ultimi (**M_u_i** e **M_u_s**) corrispondenti alla condizione, rispettivamente, di lembo inferiore maggiormente teso e lembo superiore maggiormente teso. La verifica di resistenza è soddisfatta se risulta:

$$\mathbf{M_{u_i} \leq M_{yE} \leq M_{u_s}}$$

essendo M_{yE} il momento flettente di progetto nella sezione in esame.

13.2.2 VERIFICHE ALLO S.L.U. PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

Per la fissata sezione di un muro in C.A. soggetta al taglio di progetto T_{zE} , la verifica di resistenza allo SLU per taglio si esprime con:

$$T_{zE} \leq V_{Rd}$$

dove V_{Rd} è la **resistenza di calcolo al taglio della sezione**.

Resistenza a taglio dovuta al solo cls

Nelle aste, solai, piastre e membrature a comportamento analogo in cls senza specifica armatura trasversale resistente a taglio la verifica di resistenza si pone con

$$T_{zE} \leq T_{cls}$$

dove T_{cls} , resistenza a taglio dovuta al solo cls, si valuta con la seguente espressione (4.1.14 delle NTC) di natura sperimentale:

$$T_{cls} = \left[0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (N)$$

con

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \geq v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

e dove

- d è l'altezza utile della sezione in mm;
- b_w è la larghezza minima della sezione in mm;
- f_{ck} e v_{\min} sono espressi in N/mm^2
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

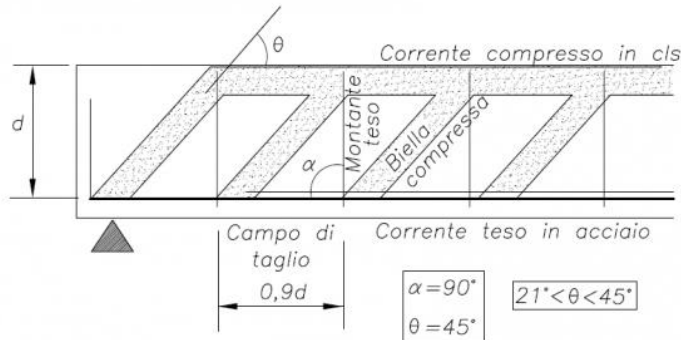
Finché il taglio non supera il valore T_{cls} il C.A. non è fessurato (il taglio è equilibrato dalle tensioni principali nel cls e le armature, eventualmente presenti, non partecipano praticamente alla resistenza).

Nel calcolo delle armature a taglio, nelle zone in cui risulta $T_{zE} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armatura a taglio: è sufficiente adottare la minima armatura trasversale prevista dalla normativa (v. cap. 12). Viceversa nelle zone in cui $T_{zE} > T_{cls}$ occorre specifica armatura a taglio da calcolare in modo che risulti soddisfatta la verifica di cui al paragrafo successivo.

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Aste con armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza al taglio V_{Rd} in elementi strutturali con armature trasversali resistenti a taglio (staffe, ferri piegati) si valuta in base al modello a traliccio resistente isostatico di Ritter-Morsh. Gli elementi resistenti del traliccio sono le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di cls e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti $1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$).



Con questo metodo si assume, a favore di sicurezza, che il taglio esterno di progetto T_E venga interamente portato dalle armature trasversali.

La crisi (stato limite) può avvenire o per cedimento degli elementi tesi del traliccio resistente (armatura trasversale) ovvero per cedimento delle bielle di cls compresse. Ne segue che la resistenza a taglio V_{Rd} è data dal minimo valore

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

essendo:

- V_{Rsd} la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" dell'armatura trasversale (crisi "lato acciaio");
- V_{Rcd} la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" del cls (crisi "lato cls").

Le resistenze V_{Rsd} e V_{Rcd} si valutano con le seguenti formule, discendenti dal modello a traliccio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{1 + \text{ctg}^2\theta}$$

in cui:

- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave (per le staffe $\alpha=90^\circ$);
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale (ad ogni passo);
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive
- $f'_{cd}=0,5 f_{cd}$
- α_c è un coefficiente funzione della tensione media di compressione nel cls

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 87 di 120
--	---	----------------

α_c coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
	1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
	$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Le stesse formule, fissato il diametro e il numero delle braccia per le staffe ortogonali (e quindi noto A_{sw}), consentono di ricavare, noto il valore del taglio di progetto, il passo massimo con cui disporre l'armatura a taglio.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$A_l = 0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0$$

13.2.3 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Nell'effettuare il calcolo delle sezioni in C.A. alle tensioni ammissibili si adottano le seguenti ipotesi di base:

- 1) conservazione delle sezioni piane;
- 2) perfetta aderenza tra acciaio e cls;
- 3) resistenza a trazione del cls nulla;
- 4) materiali elastici-lineari (rispettano la legge di Hooke).

Per il *coefficiente di omogeneizzazione* $n=E_f/E_c=\sigma_f/\sigma_c$ in genere si assume, come prescrive la normativa, il valore 15 (E_f ed E_c sono rispettivamente i moduli elastici longitudinali dell'acciaio e del cls).

Per i muri di sostegno in c.a. la sezione da calcolare è una sezione rettangolare avente base $B=100$ cm e soggetta alle sollecitazioni N_x e/o M_y e taglio T_z . Per il calcolo delle armature longitudinali e trasversali e per il calcolo di verifica si possono utilizzare le classiche formule relative alla sezione rettangolare, in cui l'armatura si suppone distribuita ai due lembi superiore ed inferiore della sezione.

Sforzo normale centrato

Lo sforzo normale centrato si verifica quando l'unica componente di sollecitazione non nulla è N_x . Se $N_x > 0$ si ha la **trazione semplice**, viceversa la **compressione semplice**.

Nel caso di trazione semplice occorre calcolare la sola tensione massima di trazione nelle barre di acciaio (il cls non resiste a trazione) e confrontarla con la corrispondente tensione ammissibile:

$$\sigma_f = \frac{N_x}{A_f} \leq \sigma_{fa}$$

dove:

- σ_f è la tensione (uniforme) nell'acciaio teso;
- A_f è l'area complessiva dell'acciaio nella sezione;
- σ_{fa} è la tensione ammissibile a trazione dell'acciaio.

Nel caso di compressione semplice si calcolano la massima tensione di compressione σ_c nel cls e σ_f nell'acciaio:

$$\sigma_c = \frac{N_x}{A_{ci}} \quad |\sigma_c| \leq \sigma_{car} \quad \sigma_f = n \cdot \sigma_c \quad |\sigma_f| \leq \sigma_{fa}$$

dove:

- σ_c e σ_f sono le tensioni (uniformi) nel cls e nell'acciaio compresso;
- A_{ci} è l'area ideale del cls ($A_{ci}=A_{sez}+n \cdot A_f$);
- σ_{car} è la tensione ammissibile a compressione semplice del cls.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 88 di 120
--	---	----------------

Flessione semplice

L'unica componente di sollecitazione non nulla è il momento flettente M_y . La posizione x_c dell'asse neutro (luogo dei punti in cui $\sigma_x=0$) rispetto al lembo compresso della sezione è data dall'espressione:

$$x_c = n \cdot \frac{(A_f + A'_f)}{B} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot B \cdot (A_f \cdot H_u + A'_f \cdot \delta)}{n \cdot (A_f + A'_f)^2}} \right]$$

dove:

- A_f e A'_f sono le aree delle armature rispettivamente in zona tesa e in zona compressa;
- δ è la distanza, misurata lungo z , tra il baricentro dei tondini posti in zona compressa e il lembo compresso della sezione;
- H_u è l'altezza utile della sezione data da $H_u = H - \delta$.

Il momento di inerzia I_{ci} della sezione reagente (cls compresso e armature) rispetto all'asse neutro vale:

$$I_{ci} = \frac{B \cdot x_c^3}{3} + n \cdot A'_f \cdot (x_c - \delta)^2 + n \cdot A_f \cdot (H_u - x_c)^2$$

La tensione massima nel cls compresso si calcola con l'espressione (tipo formula di Navier):

$$\sigma_c = \frac{M_y}{I_{ci}} \cdot x_c \quad |\sigma_c| \leq \sigma_{ca}$$

La tensione massima nell'acciaio teso e nell'acciaio compresso sono date da:

$$\sigma_f = n \cdot \frac{M_y}{I_{ci}} \cdot (H_u - x_c) \quad |\sigma_f| \leq \sigma_{fa} \quad \sigma'_f = n \cdot \frac{M_y}{I_{ci}} \cdot (x_c - \delta) \quad |\sigma'_f| \leq \sigma_{fa}$$

Per la verifica di resistenza, le tensioni massime non devono superare le tensioni ammissibili del cls (per la sollecitazione di flessione) e dell'acciaio.

Sforzo normale eccentrico

Sono presenti il momento flettente M_y e lo sforzo normale N_x . Quando N_x è negativo si ha la **presso-flessione**, quando è positivo la **tenso-flessione**.

Calcolata l'eccentricità "e" del carico ($e=M_y/N_x$), per il calcolo delle tensioni massime nei materiali occorre preliminarmente valutare se si ricade in **piccola o grande eccentricità** determinando gli estremi del nocciolo centrale di inerzia della sezione omogeneizzata.

Nel caso di piccola eccentricità (centro di pressione che cade all'interno del nocciolo centrale di inerzia della sezione omogeneizzata) si hanno nella sezione solo tensioni di compressione (l'asse neutro è esterno alla sezione o, al limite, coincide con uno dei due lembi della sezione) e quindi la sezione di cls è tutta reagente: la tensione massima sul cls si calcola con la formula di Navier nel caso di sovrapposizione degli effetti:

$$\sigma_c = \frac{N_x}{A_{ci}} + \frac{M_y}{I_y} \cdot d_G \quad |\sigma_c| \leq \sigma_{ca}$$

dove:

I_y è il momento di inerzia della sezione omogeneizzata rispetto all'asse y baricentrico della sezione omogeneizzata;

d_G è la distanza, misurata lungo z , tra il baricentro della sezione omogeneizzata e il lembo superiore (o inferiore, a seconda del segno di "e") della sezione.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 89 di 120
--	---	----------------

Nel caso di grande eccentricità la sezione, essendo il cls non resistente a trazione, si parzializza (l'asse neutro taglia la sezione). In questo caso si applicano delle formule in forma chiusa analoghe a quelle viste per il caso di flessione.

Verifica a taglio

Le tensioni tangenziali sulla sezione soggetta allo sforzo di taglio T_z sono calcolate, con riferimento alla generica corda parallela all'asse y , con la *formula di Jourascki*:

$$\tau_{xz} = \frac{T_z \cdot S_{y_r}^*}{I_{y_r} \cdot b}$$

dove:

- b è la lunghezza della corda;
- I_{y_r} è il momento di inerzia della sezione reagente rispetto all'asse y_r (parallelo all'asse y) baricentrico della sezione reagente (si esclude il cls teso)
- $S_{y_r}^*$ è il momento statico, rispetto all'asse y_r , della porzione di sezione A^* che sta sotto (o sopra) la corda fissata.

In particolare occorre calcolare la massima tensione tangenziale τ_{xz}^{\max} nella sezione e confrontarla con la tensione tangenziale ammissibile del cls. La tensione tangenziale massima τ_{xz}^{\max} si determina in corrispondenza della corda, parallela all'asse y , che passa per il baricentro G_r della sezione reagente. Una formula approssimata (errore medio 2%) per il calcolo della tensione tangenziale massima in una sezione rettangolare soggetta a taglio e flessione retta è la seguente:

$$\tau_{xz}^{\max} = \frac{T_z}{0,9 \cdot B \cdot H_u}$$

Se risulta $\tau_{xz}^{\max} \leq \tau_{c0}$ non occorre specifica armatura a taglio (basta inserire nella trave o pilastro la minima armatura trasversale prevista dalla normativa). Viceversa, nel caso in cui $\tau_{c0} < \tau_{xz}^{\max} \leq \tau_{c1}$ occorre calcolare l'armatura trasversale a taglio. Se risulta $\tau_{xz}^{\max} > \tau_{c1}$ allora la sezione va riprogettata in quanto le tensioni tangenziali sono molto elevate e non accettabili. Per il calcolo dell'armatura trasversale a taglio si fa riferimento al modello resistente a traliccio di Ritter-Morsh (1902). In genere si fissa, per le staffe da disporre normalmente all'asse della trave, il diametro e il numero di braccia e si determina il passo. Per i ferri piegati si fissa il diametro e si ricava il passo.

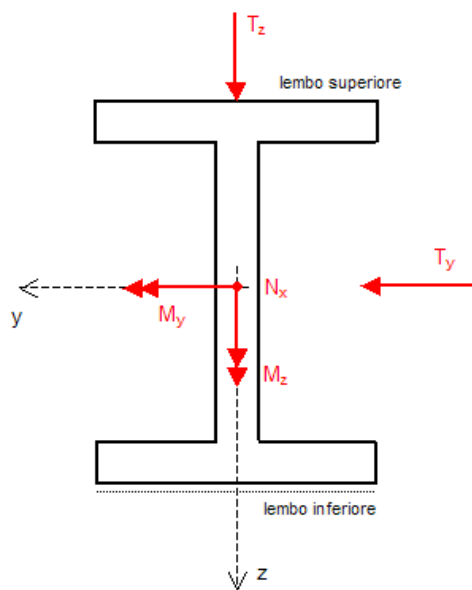
13.3 Verifiche strutturali nelle paratie in acciaio

Noto lo stato di sollecitazione, per le paratie in acciaio si effettuano per ogni combinazione di carico le verifiche a sforno normale eccentrico e taglio con i metodi di seguito indicati.

13.3.1 CALCOLO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Si consideri una sezione di forma generica di un'asta in acciaio, simmetrica rispetto all'asse z baricentrico (G è il baricentro della sezione geometrica omogenea), soggetta al caso più generale di sollecitazione spaziale (sforzo normale N_x , sforzi di taglio T_y e T_z , momento torcente M_t , momenti flettenti M_y e M_z). Sono note le dimensioni geometriche della sezione. Indichiamo con y - z gli assi principali di inerzia della sezione. Si assumono le seguenti convenzioni sui segni:

- lo sforzo normale N_x è positivo se di trazione (concorde con l'asse x che coincide con l'asse della trave), negativo se di compressione;
- gli sforzi di taglio T_y e T_z sono positivi se concordi con gli assi y e z;
- i momenti flettenti M_y e M_z sono positivi se i rispettivi assi momenti sono concordi con gli assi y e z;
- il momento torcente M_t è positivo se l'asse momento è concorde con l'asse x e cioè se la coppia è antioraria.



Nel caso delle paratie, essendo in condizioni piane lo stato di sollecitazione è piano per cui si ha $T_y = M_t = M_z = 0$.

Nel **problema di verifica di resistenza** sono note:

- le caratteristiche di sollecitazione;
- la forma e le dimensioni geometriche della sezione;
- le caratteristiche dei materiali impiegati;

ed occorre ricavare le tensioni massime normali σ_x e tangenziale τ_x per poterle confrontare con le tensioni ammissibili del materiale adottato.

13.3.1.1 SFORZO NORMALE CENTRATO

Lo sforzo normale centrato si verifica quando l'unica componente di sollecitazione non nulla è N_x . Se $N_x > 0$ si ha la **trazione semplice**, viceversa la **compressione semplice**.

Occorre calcolare la tensione massima di trazione o compressione nella sezione e confrontarla con la tensione ammissibile:

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A} \quad |\sigma_x| \leq \sigma_a$$

dove:

σ_x è la tensione (uniforme) nell'acciaio (negativa di compressione, positiva di trazione);

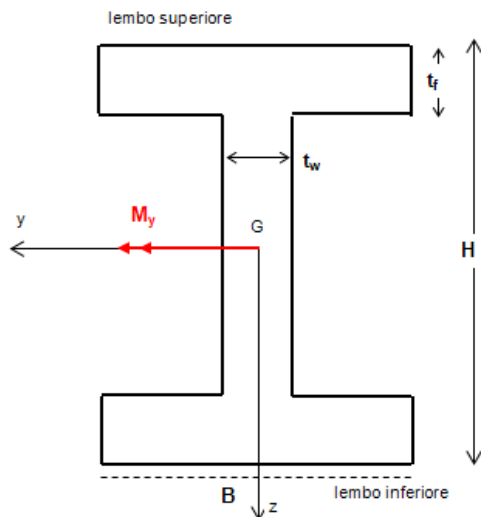
A è l'area (lorda) della sezione;

σ_a è la tensione ammissibile dell'acciaio.

13.3.1.2 FLESSIONE SEMPLICE

La flessione semplice si verifica quando l'unica componente di sollecitazione non nulla è il momento flettente M_y (o M_z).

La tensione normale σ_x (positiva se di trazione, negativa se di compressione) nel generico punto della sezione si calcola con la *formula di Navier*:



$$\sigma_x(z) = \frac{M_y}{I_y} \cdot z \quad |\sigma_x| \leq \sigma_a$$

dove I_y è il momento di inerzia della sezione rispetto all'asse y e z è la distanza, valutata con segno, della fibra parallela all'asse y passante per il punto. La tensione è massima nelle fibre più distanti dall'asse y ($z = \pm H/2$).

L'asse neutro (luogo dei punti in cui $\sigma_x = 0$) coincide con l'asse y baricentrico ($z = 0$). Il diagramma delle tensioni normali si presenta a farfalla (non dipende dalla variabile y).

Nel caso di sezione soggetta a M_z si opera analogamente:

$$\sigma_x(y) = -\frac{M_z}{I_z} \cdot y \quad |\sigma_x| \leq \sigma_a$$

13.3.1.3 SFORZO NORMALE ECCENTRICO

Lo sforzo normale eccentrico si verifica quando le uniche componenti di sollecitazione non nulle sono i momenti flettenti M_y e/o M_z e lo sforzo normale N_x . Quando N_x è negativo si ha la **presso-flessione retta o deviata**, quando è positivo la **tenso-flessione retta o deviata**.

La tensione normale σ_x nel generico punto della sezione di coordinate y, z, si calcola anche qui sovrapponendo gli effetti (formula di Navier):

$$\sigma_x(y, z) = \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z - \frac{M_z}{I_z} \cdot y \quad |\sigma_x| \leq \sigma_a$$

dove I_y e I_z sono i momenti di inerzia della sezione rispetto agli assi y e z.

Al variare del punto si determina la massima tensione normale che va confrontata con la tensione ammissibile del materiale.

13.3.1.4 TAGLIO

Le tensioni tangenziali sulla sezione soggetta allo sforzo di taglio T_z sono calcolate, con riferimento alla generica corda parallela all'asse y, con la *formula di Jourascki*:

$$\tau_{xz} = \frac{T_z \cdot S_y^*}{I_y \cdot b}$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 92 di 120
--	---	----------------

dove:

- b è la larghezza della corda parallela all'asse y passante per il punto in esame;
- I_y è il momento di inerzia dell'intera sezione rispetto all'asse y baricentrico;
- S_y^* è il momento statico, rispetto all'asse y , della porzione di sezione che sta sotto (o sopra) la corda fissata.

Al variare del punto è così possibile calcolare la massima tensione tangenziale nella sezione.

Nel caso la sezione sia sollecitata dal taglio T_y , considerando corde b parallele all'asse z la tensione tangenziale in direzione y si calcola con l'espressione:

$$\tau_{xy} = \frac{T_y \cdot S_z^*}{I_z \cdot b}$$

13.3.1.5 COMBINAZIONE DI PIÙ SOLLECITAZIONI E VERIFICA DI RESISTENZA NEL CASO GENERALE

Nel caso più generale di presenza di sollecitazione composta si procede calcolando la tensione normale e quella tangenziale in diversi punti della sezione (in genere si scelgono gli spigoli, il baricentro e punti situati sui lembi estremi). Noti σ_x e τ_x nel punto si calcola la tensione ideale nello stesso punto con la seguente espressione (**criterio di sicurezza di Mises**):

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_x^2}$$

La tensione ideale viene quindi confrontata con la tensione ammissibile del materiale:

$$\sigma_{id} \leq \sigma_a$$

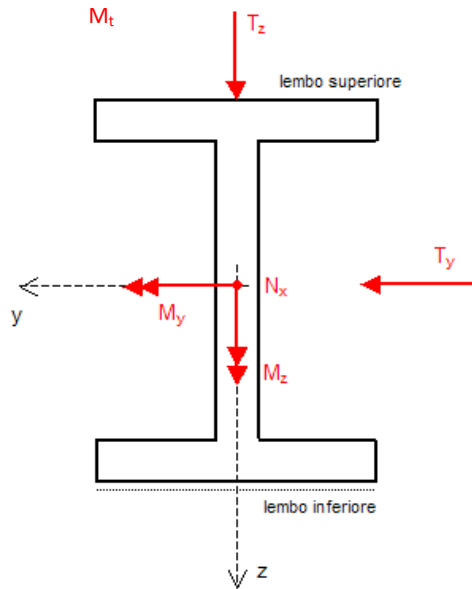
Nel caso di sollecitazioni che producono solo tensioni tangenziali (taglio e/o torsione), la tensione ideale si riduce a $\sigma_{id} = \tau_x \cdot \sqrt{3}$. Nel caso di sollecitazioni che producono solo tensioni normali la tensione ideale coincide con la tensione normale $\sigma_{id} = \sigma_x$.

13.3.2 CALCOLO AGLI S.L.U.

Si consideri una sezione di forma generica di un'asta in acciaio, simmetrica rispetto all'asse z baricentrico (G è il baricentro della sezione geometrica omogenea), soggetta ad uno stato di sollecitazione spaziale (sforzo normale N_x , sforzi di taglio T_y e T_z , momento torcente M_t , momenti flettenti M_y e M_z). Sono note le dimensioni geometriche della sezione. Indichiamo con y - z gli assi principali di inerzia della sezione. Si assumono le seguenti convenzioni sui segni:

- lo sforzo normale N_x è positivo se di trazione (concorde con l'asse x che coincide con l'asse della trave), negativo se di compressione;
- gli sforzi di taglio T_y e T_z sono positivi se concordi con gli assi y e z ;
- i momenti flettenti M_y e M_z sono positivi se i rispettivi assi momenti sono concordi con gli assi y e z ;

- il momento torcente M_t è positivo se l'asse momento è concorde con l'asse x e cioè se la coppia è antioraria.



Nel caso delle paratie, essendo in condizioni piane lo stato di sollecitazione è piano per cui si ha $T_y = M_t = M_z = 0$.

Nel **problema di verifica di resistenza** sono note:

- le caratteristiche di sollecitazione;
- la forma e le dimensioni geometriche della sezione;
- le caratteristiche dei materiali impiegati;

ed occorre determinare le resistenze ultime della sezione (il confronto non avviene tra tensioni ma tra le componenti delle caratteristiche di sollecitazione e le corrispondenti resistenze).

Nel calcolo delle resistenze delle membrature in acciaio si tiene conto:

- dei valori caratteristici delle resistenze dei materiali (tensione di snervamento f_{yk} , tensione di rottura f_{tk})
- della geometria dell'elemento strutturale
- della classe della sezione (1, 2, 3, 4)
- dei fattori di sicurezza parziali sulle resistenze dei materiali (γ_M)

I coefficienti parziali di sicurezza da applicare ai materiali valgono (v. paragrafo 4.2.4.1.1 NTC):

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0}=1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1}=1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1}=1,10$
Resistenza delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2}=1,25$

13.3.2.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale definita come:

$$C_\theta = \frac{\theta_r - \theta_y}{\theta_y}$$

essendo θ_r e θ_y le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. La classificazione delle sezioni trasversali degli

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 94 di 120
--	---	----------------

elementi strutturali si effettua in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico:

classe 1 se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_0 \geq 3$.

classe 2 se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_0 \geq 1,5$.

classe 3 se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico.

classe 4 se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*. Per le sezioni di classe 4 occorre fare riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci" (area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , momento di inerzia efficace I_{eff}) valutate secondo i procedimenti indicati nella norma UNI EN 1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche "efficaci" si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN 1993-1-3. In alternativa al metodo delle caratteristiche geometriche efficaci si potrà utilizzare il metodo delle tensioni ridotte, indicato in UNI EN 1993-1-5.

Le sezioni di classe 1 si definiscono **duttili**, quelle di classe 2 **compatte**, quelle di classe 3 **semi-compatte** e quelle di classe 4 **snelle**. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le Tabelle 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.V NTC forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.

13.3.2.2 VERIFICA IN CAMPO ELASTICO

Laddove il software utilizza la **verifica in campo elastico** (verifica possibile per tutti i tipi di sezione), si procede in base al **criterio di sicurezza di Mises**:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_x^2} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove σ_x è il valore della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della trave, τ_x è il valore della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione.

Negli altri casi il software utilizza la **verifica in campo plastico** in base alla distribuzione di tensione interna in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, T, M, ...).

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 95 di 120
--	---	----------------

Le formule di verifiche, che qui vengono in parte omesse, sono riportate nel paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC.

13.3.2.3 TRAZIONE SEMPLICE

Per la verifica occorre che sia

$$\frac{N_x}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove N_x è lo sforzo normale di trazione (positivo) agente e $N_{t,Rd}$ è la **resistenza a trazione dell'asta**.

Si definisce **resistenza plastica di progetto della sezione lorda A**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

e **resistenza di progetto a rottura della sezione netta** in corrispondenza dei fori per i collegamenti:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Se la sezione è priva di fori si assume la resistenza a trazione pari alla resistenza plastica ($N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$), diversamente si assume come resistenza a trazione il minore tra i due valori di $N_{pl,Rd}$ e $N_{u,Rd}$.

Nelle sezioni indebolite da fori in presenza di azioni sismiche, dovendosi progettare con la gerarchia delle resistenze è necessario verificare che la resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd}$ sia inferiore o uguale alla resistenza di progetto a rottura $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$

13.3.2.4 COMPRESSIONE SEMPLICE

Per la verifica occorre che sia

$$\frac{|N_x|}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove N_x è lo sforzo normale di compressione (negativo) agente e $N_{c,Rd}$ è la **resistenza di progetto a compressione della sezione**. Quest'ultima è pari alla resistenza plastica vista nel precedente paragrafo, per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e alla seguente formula per le sezioni di classe 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

13.3.2.5 FLESSIONE RETTA

Per la verifica occorre che sia

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 96 di 120
--	---	----------------

$$\frac{|M_y|}{M_{cy,Rd}} \leq 1$$

dove M_y è il momento flettente con asse vettore l'asse y e $M_{c,Rd}$ è la **resistenza di progetto a flessione retta della sezione** riferita allo stesso asse.

Per la valutazione della resistenza di progetto a flessione retta della sezione

$M_{cy,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ si tiene conto della classe della sezione calcolando opportunamente il modulo di resistenza W:

$W=W_{pl}$ modulo di resistenza plastico, per le sezioni di classi 1 e 2

$W=W_{el,min}$ modulo resistente minimo della sezione, per le sezioni di classi 3

$W=W_{eff,min}$ modulo di resistenza efficace, per le sezioni di classi 4

Analogamente si procede per la flessione retta con asse vettore l'asse z (stesse formule con y sostituito da z).

13.3.2.6 TAGLIO

Per la verifica occorre che sia

$$\frac{|V_z|}{V_{cz,Rd}} \leq 1$$

dove V_z (indicato in precedenza con T_z) è lo sforzo di taglio agente lungo z e $V_{cz,Rd}$ è la **resistenza di progetto a taglio della sezione** lungo l'asse z data da:

$$V_{cz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove l'area resistente a taglio A_{vz} lungo z si calcola con le formule riportate dalle NTC in funzione della forma geometrica della sezione.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta (formule 4.2.24 e 4.2.25 NTC rispettivamente per le sezioni a doppio T e per quelle cave), oppure si procede con la verifica in campo elastico.

Analogamente si procede per il taglio lungo l'asse y.

13.3.2.7 FLESSIONE E TAGLIO

Se il taglio agente non supera metà della resistenza di progetto a taglio si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione. Diversamente se ne tiene conto riducendo opportunamente la tensione di snervamento del materiale.

13.3.2.8 PRESSO O TENSO-FLESSIONE RETTA

Per le sezioni a doppio T di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima o nel piano delle ali, la corrispondente resistenza di progetto a flessione retta si valuta con le espressioni riportate nelle NTC.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 97 di 120
--	---	----------------

Negli altri casi (sezioni di altra forma e/o di altra classe) si procede con la verifica in termini tensionali (verifica elastica).

13.3.2.9 ALTRE COMBINAZIONI DI SOLLECITAZIONI

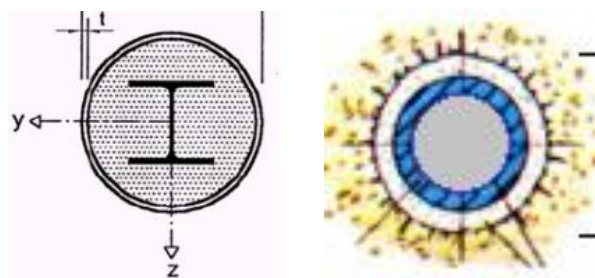
Per le altre combinazioni di sollecitazione (torsione, taglio e torsione, ecc.) si conduce la verifica in termini tensionali (verifica elastica).

13.4 Verifiche strutturali nelle paratie di micropali

Le paratie di micropali sono costituite da pali cilindrici in cls, di diametro non superiore a 0,3 m, in calcestruzzo con un'armatura metallica costituita da un tubolare o da un profilo metallico a doppio T (IPE, HE).

Le verifiche strutturali si effettuano con le procedure delle paratie in acciaio (la parte strutturale principale è costituita dall'armatura metallica). Il calcestruzzo che è presente dentro il profilo tubolare e all'esterno contribuisce ad aumentare l'inerzia della paratia.

Per il calcolo delle sollecitazioni e spostamenti occorre determinare l'area e il momento di inerzia della sezione omogeneizzata (si omogeneizza il cls all'acciaio).



Indicati con D_p il diametro del micropalo, con D e t_w il diametro e lo spessore del tubolare metallico, con E_s ed E_c i moduli elastici dell'acciaio e del cls, l'area omogeneizzata della sezione è data da:

$$A_{omog} = A_f + \frac{A_c}{n}$$

dove $A_f = \frac{\pi \cdot D^2}{4} - \frac{\pi \cdot D_i^2}{4}$ è l'area dell'armatura metallica ($D_i = D - 2t_w$), A_c è l'area del cls che si decide di far partecipare e $n = E_s/E_c$ è il coefficiente di omogeneizzazione. $A_c = 0$ se

non si vuole considerare il contributo del cls, $A_c = \frac{\pi \cdot D_i^2}{4}$ se si vuole considerare il

contributo del solo cls confinato, $A_c = \frac{\pi \cdot D_p^2}{4} - A_f$ se si vuole considerare il contributo di tutto cls (interno ed esterno).

Analogamente si calcola il momento di inerzia rispetto all'asse y:

$$I_{y,omog} = I_{y,f} + \frac{I_{y,c}}{n}$$

$$\text{con } I_{y,f} = \frac{\pi \cdot D^4}{64} - \frac{\pi \cdot D_i^4}{64}$$

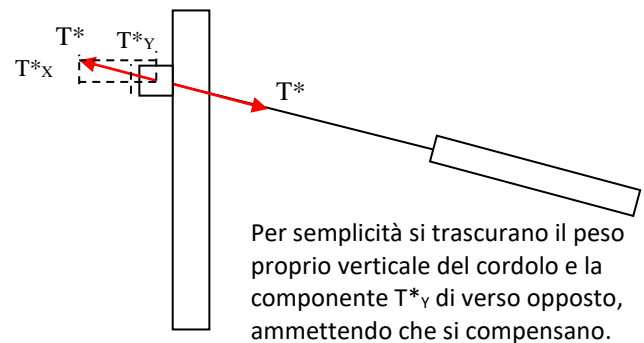
$$I_{y,c} = 0 \quad I_{y,c} = \frac{\pi \cdot D_i^4}{64} \quad I_{y,c} = \frac{\pi \cdot D_p^4}{64} - I_{y,f} \quad \text{rispettivamente per i tre casi visti prima.}$$

Nel calcolo delle sollecitazioni nella struttura si utilizza il peso dell'unità di volume e il modulo elastico dell'acciaio (al quale è stato omogeneizzato il cls).

13.5 Verifiche strutturali nelle travi di contrasto/cordoli

Le **travi di contrasto** o **cordoli** in corrispondenza della testa dei tiranti/puntoni sono elementi strutturali in c.a., o più frequentemente in acciaio, che hanno il compito di distribuire lo sforzo dei tiranti su tutto lo sviluppo longitudinale dell'opera di sostegno.

Per il calcolo delle sollecitazioni nelle travi di contrasto si utilizza il metodo suggerito da Bowles in quale considera uno schema isostatico di trave su due appoggi con carico uniformemente distribuito:

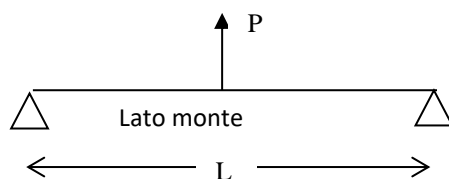


dove $L=i_a$ è l'interasse dei tiranti/puntoni lungo l'asse globale Z, $q=\gamma_{Gs}T^*_x$ è la componente orizzontale dello sforzo T^* nei tiranti per metro lineare di paratia (è calcolato dal software), amplificata per γ_{Gs} .

Il momento massimo e il taglio massimo per il calcolo delle armature (cordoli in c.a.) o per la verifica delle sezioni (cordoli in acciaio) sono quindi dati da:

$$M_y^{\max} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 \quad T_z^{\max} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L$$

Analogamente si procede per la trave/cordolo di testa della paratia. In questo caso si usa lo schema statico di trave appoggiata agli estremi con carico concentrato in mezzera:



La lunghezza L si assume pari a due volte l'interasse dei pali, per le paratie di pali o micropali, e ad un metro, per i diaframmi e le altre tipologie di paratia. Il carico P è dato dal taglio per unità di lunghezza presente nella sezione di attacco cordolo-paratia, moltiplicato per L .

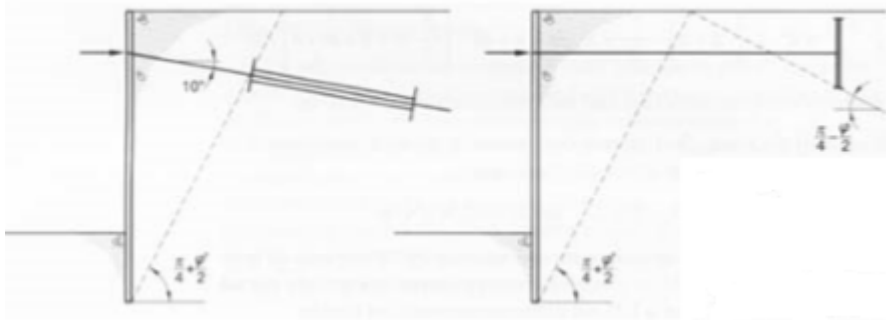
Il momento massimo e il taglio massimo per il calcolo delle armature è quindi dato da:

$$M_y^{\max} = \frac{1}{4} \cdot P \cdot L \quad T_z^{\max} = \frac{1}{2} \cdot P$$

14 VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U.) PER I TIRANTI DI ANCORAGGIO

14.1 Introduzione

I tiranti che si realizzano nelle paratie vanno attentamente dimensionati e posizionati in



modo da non ricadere all'interno della massa di terreno in possibile movimento (cuneo di spinta attivo e passivo, cerchi di rottura

nella verifica di stabilità globale). L'ancoraggio del tirante deve essere sufficientemente lontano affinché il prisma di spinta attiva non interferisca con quello di resistenza passiva dovuto all'ancoraggio.

La lunghezza libera minima $L_{\min,s}$ per il tirante, in condizioni statiche, è data dalla seguente formula (la fondazione del tirante deve cadere a destra del cuneo di spinta attivo inclinato di $45^\circ + \varphi/2$ sull'orizzontale):

$$L_{\min} = \frac{\sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot (L - Y_a)}{\cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} - \alpha\right)}$$

dove L è l'altezza complessiva della paratia, Y_a è la posizione del punto di ancoraggio rispetto alla testa della paratia, φ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno e α è l'angolo di inclinazione del tirante sull'orizzontale. Qualora si voglia distanziare di un'ulteriore quantità L_1 misurata in orizzontale (ad esempio alcuni autori consigliano di adottare $L_1=0,2H$, con H altezza di scavo), la formula precedente diventa:

$$L_{\min} = \frac{\sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot (L - Y_a) + L_1 \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} - \alpha\right)}$$

Ad esempio, con $L=8$ m, $L_1=0,8$ m, $\varphi=30^\circ$, $Y_a=0,5$ m e $\alpha=15^\circ$ si ottiene $L_{\min}=3,88$ m con la prima formula e $L_{\min}=4,60$ m con la seconda.

Si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. La lunghezza libera in condizioni sismiche $L_{\min,e}$ può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_{\min,e} = L_{\min,s} \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g}\right) \quad \text{dove } a_{\max} \text{ è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (ad esempio per } a_{\max}=1,6 \text{ m/s}^2 \text{ si ottiene } L_e=1,24 L_s).$$

Per i tiranti di ancoraggio in ambito geotecnico devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- **Sfilamento** (SLU di tipo geotecnico)
- **Raggiungimento della resistenza nel materiale costituente il tirante** (SLU di tipo strutturale);
- **Aderenza acciaio - calcestruzzo** (SLU di tipo strutturale).

Gli stati limite ultimi si riferiscono quindi allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono il tirante stesso.

Con le **NTC** si adotta, per le verifiche di sicurezza, il **metodo agli Stati Limite Ultimi (SLU)**. Vengono introdotti i cosiddetti coefficienti parziali da applicare alle azioni (A), ai parametri di resistenza dei terreni (M) e alle resistenze globali (R). Tali coefficienti sono maggiori o uguali a uno: quelli che riguardano le azioni sono coefficienti di moltiplicazione ($\gamma_F F_k$), sicché le azioni vengono amplificate rispetto al loro valore caratteristico o assunte pari al valore caratteristico ($\gamma_F=1$); quelli che interessano le resistenze sono applicati a denominatore (X_k/γ_M), per cui, se maggiori di uno, riducono le resistenze rispetto al loro valore caratteristico; quelli infine che riguardano le resistenze globali sono dei veri e propri coefficienti di sicurezza minimi rispetto allo stato limite preso in esame.

Per i tiranti di ancoraggio, le NTC impongono che le verifiche vengano fatte con la combinazione dei coefficienti parziali **A1+M1+R3**, con coefficiente di sicurezza nei riguardi dello SLU allo sfilamento il valore indicato nella seguente tabella:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Si fa notare che i coefficienti parziali sulle azioni, sui parametri geotecnici e sulle resistenze globali sugli ancoraggi previsti dalla NTC 2018 sono gli stessi di quelli previsti dalle NTC 2008.

Con la normativa di cui ai **DD.MM. 11/03/1988 e 16/01/1996** si adotta, invece, per le verifiche di sicurezza il **metodo alle Tensioni Ammissibili**. Le azioni non vengono amplificate, i parametri di resistenza dei terreni non vengono ridotti (si utilizzano i valori caratteristici) e si assume come coefficienti di sicurezza nei riguardi dello sfilamento il valore 2.

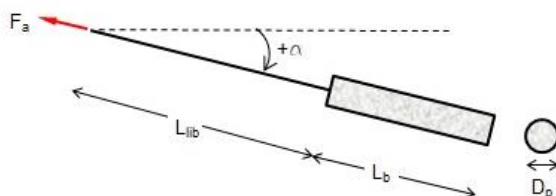
14.2 Verifica allo sfilamento del tirante (GEO)

Dato un tirante¹⁶ sollecitato da una forza esterna (nota) di trazione F_a che agisce lungo l'asse (che può essere la forza di pre-sollecitazione, nel caso di **tiranti attivi**, o la forza che il sistema geotecnico scarica sul tirante una volta che viene attivato, nel caso di **tiranti attivi e passivi**) occorre verificare che per effetto di tale forza non si verifichi lo sfilamento dell'intero tirante dal terreno circostante.

Per i tiranti delle paratie l'azione di progetto sull'ancoraggio F_{ad} si ottiene amplificando mediante i coefficienti del gruppo A1 quella calcolata F_a mediante un'analisi che porti in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza, e nella quale tutti i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano unitari. La forza di trazione di progetto F_{ad} agente sul singolo tirante (tiro) della paratia viene calcolata dal software moltiplicando la forza per unità di lunghezza T desunta dal calcolo per l'interasse longitudinale dei tiranti i_L :

$$F_{ad} = \gamma_{Gs} \cdot F_a = \gamma_{Gs} \cdot T \cdot i_L$$

dove $T = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$ è la reazione vincolare, di componenti orizzontale T_x e verticale T_y , del tirante nel modello di calcolo e α è l'inclinazione del tirante sull'orizzontale.



Indichiamo con L_{lib} e con L_b rispettivamente la lunghezza libera del tirante e la lunghezza del bulbo di fondazione del tirante (porzione in cui viene iniettato il calcestruzzo); con D_p il diametro del foro di perforazione.

In questa verifica ovviamente entrano in gioco le caratteristiche di resistenza del terreno in cui il tirante è realizzato e lo

stato tensionale al contatto bulbo-terreno.

¹⁶ Il tirante dal punto di vista strutturale è un elemento monodimensionale ad asse rettilineo sottoposto a sforzi di trazione, opportunamente collegato al terreno circostante.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 102 di 120
--	---	-----------------

La **resistenza caratteristica dell'ancoraggio allo sfilamento** $R_{ak,sf}$ è data da:

$$R_{ak,sf} = \int_{x=0}^{x=L_b} \pi \cdot D_s \cdot \tau \cdot dx = \pi \cdot \int_{x=0}^{x=L_b} \alpha \cdot D_p \cdot \tau \cdot dx \quad [1]$$

dove $D_s = \alpha D_p$ è il diametro espanso a seguito dell'iniezione del cls (α maggiore di 1) e τ è la tensione tangenziale (incognita) nei vari punti di contatto bulbo-terreno. Nel caso di terreni a grana fina in condizione non drenate si può assumere $\tau = c_u$ (coesione non drenata), o un valore molto prossimo a tale coesione, costante con x . Nel caso di terreni a grana grossa in condizioni drenate si dovrebbe assumere una relazione del tipo $\tau = a + \sigma' \tan \delta'$, con "a" adesione, δ' angolo di attrito terreno-bulbo e σ' tensione normale effettiva all'interfaccia bulbo-terreno. Poiché è alquanto difficile determinare lo stato tensionale al contatto bulbo-terreno, si ricorre nelle pratiche applicazioni a metodi semi-empirici, il più utilizzato quello di **Bustamante-Doix** (1985), che forniscono direttamente un parametro (costante) di resistenza da inserire nella [1], dipendente dalle caratteristiche e resistenza del terreno e dalle modalità di esecuzione del tirante. Tale metodo è molto utilizzato anche per il calcolo del carico limite dei micro-pali (diametri fino a 25 cm) e in particolare per il calcolo della resistenza laterale (il tirante è assimilabile a un micro-palo soggetto a carico assiale di trazione).

In base al tipo di terreno e di iniezione¹⁷ vengono individuati il parametro α (compreso tra 1,1 e 2,0) e la curva sperimentale dalla quale ricavare il parametro q_s (resistenza unitaria o tensione tangenziale ad attrito laterale all'interfaccia bulbo-terreno), in funzione della resistenza del terreno espressa dal valore della pressione limite della prova pressiometrica o dalla resistenza alla penetrazione ricavata con prove SPT, come da tabelle e grafici seguenti:

¹⁷ **IRS** (micro-pali Tubfix): iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta; **IGU** (micro-pali Radice): iniezione a bassa pressione in unica soluzione

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p_1 \geq p_i$)	IGU ($p_1 < p_i$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2,0	IRS: (1,5 ÷ 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) V_s ; IGU: (1,5 ÷ 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) V_s per strati compatti	1,7 ÷ 2,4
Calcari marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 ÷ 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2÷6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	1,7 ÷ 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p_1 : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard p_i : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_s : diametro reale della fondazione	
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)				

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

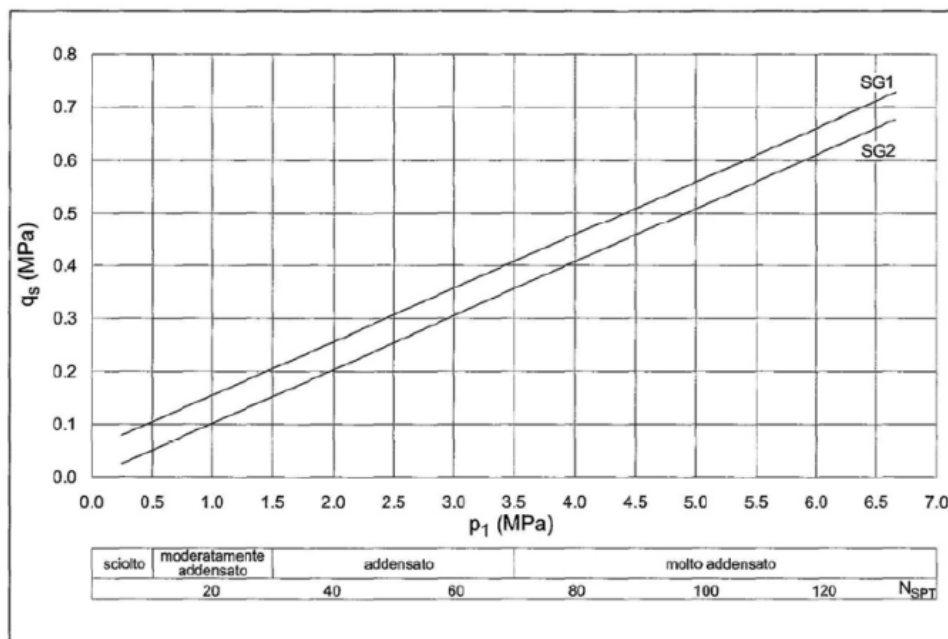


Figura 3-3: Resistenza unitaria limite per terreni incoerenti (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012).

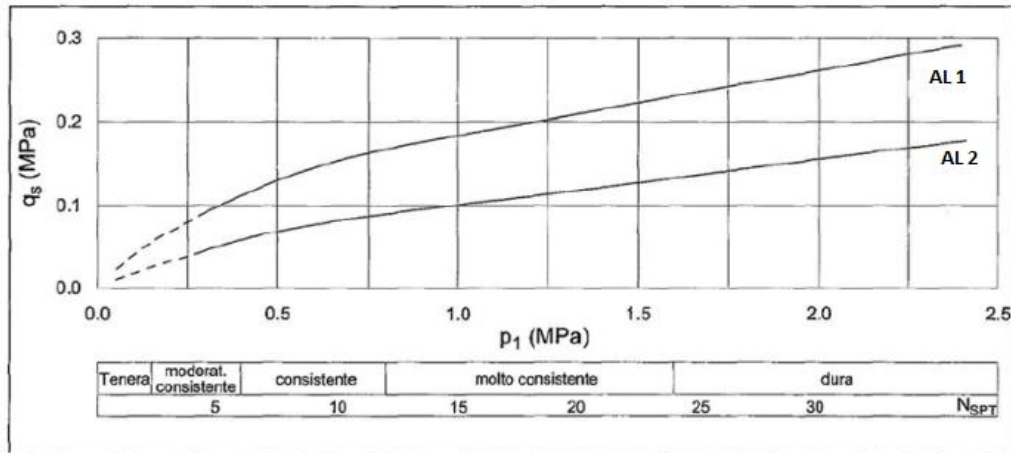
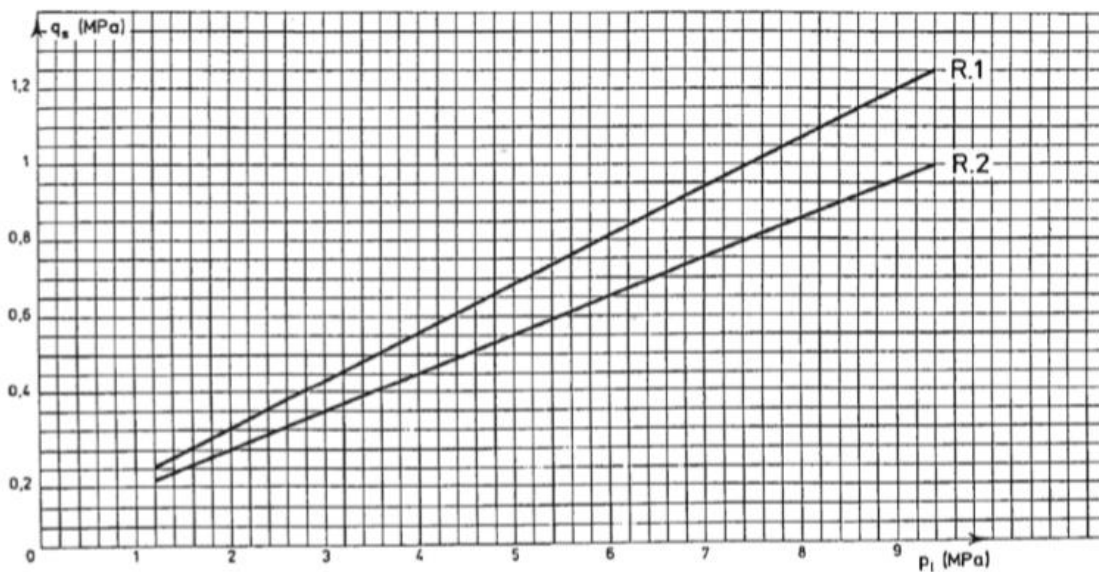
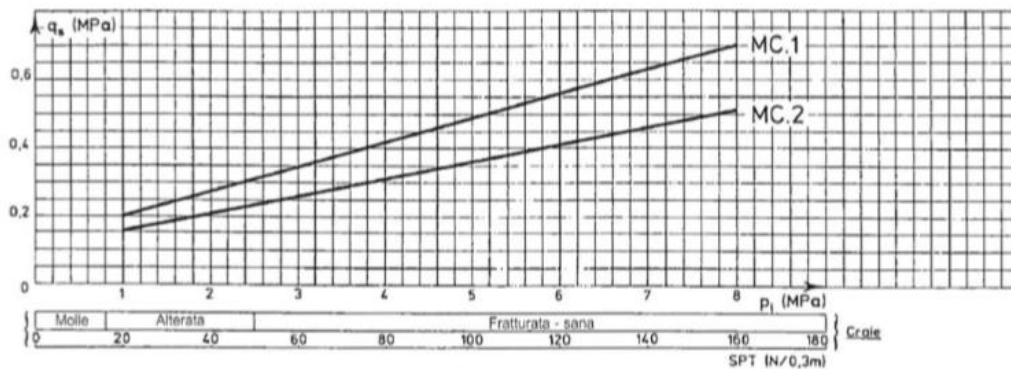


Figura 3-4: Resistenza unitaria limite per terreni a grana fine (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012).



Individuati i valori di α di q_s , supposti costante con x , la [1] si scrive:

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 105 di 120
--	---	-----------------

$$R_{ak,sf} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot q_s \cdot L_b \quad [2]$$

Le NTC prevedono due metodologie per determinare la resistenza allo sfilamento $R_{ak,sf}$. La prima, preferibile, è quella di effettuare prove di progetto su ancoraggi di prova, misurando direttamente in sito tali resistenze e applicando la seguente formula:

$$R_{ak,sf} = \min \left[\frac{(R_{a,mis})_{media}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,mis})_{min}}{\xi_{a2}} \right] \quad [3]$$

dove $(R_{a,mis})_{media}$ e $(R_{a,mis})_{min}$ sono, rispettivamente, il valore medio e il valore minimo delle resistenze allo sfilamento misurate, mentre i fattori di correlazione ξ assumono i valori di cui alla seguente tabella:

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

La seconda metodologia è quella di applicare metodi di calcolo analitici, come ad esempio quello visto prima di Bustamante e Doix, applicando la seguente formula:

$$R_{ak,sf} = \min \left[\frac{(R_{a,calc})_{media}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,calc})_{min}}{\xi_{a4}} \right] \quad [4]$$

dove $(R_{a,calc})_{media}$ e $(R_{a,calc})_{min}$ sono rispettivamente il valore medio e il valore minimo della resistenza allo sfilamento calcolate (con la formula [2]) al variare dei parametri geotecnici (q_s) relativi ad ognuno dei profili di indagine, mentre i fattori di correlazione ξ assumono i seguenti valori in funzione del numero dei profili di indagine:

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Ora, come già detto, le NTC prevedono per le verifiche di sicurezza, effettuate con la metodologia agli Stati Limite Ultimi, che sia verificata la diseuguaglianza

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Per la verifica allo sfilamento la grandezza E_d è rappresentata dall'azione assiale $F_{ad} = \gamma_F \cdot F_a$, mentre R_k è rappresentata dalla resistenza caratteristica dell'ancoraggio allo sfilamento $R_{ak,sf}$. Perché la verifica sia soddisfatta occorre dunque che sia $E_d \leq R_d = R_k / \gamma_R$ ossia $F_{ad} \leq R_{ak,sf} / \gamma_R$ o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza allo sfilamento, definito dal rapporto tra resistenza caratteristica allo sfilamento e forza assiale di trazione di progetto, non sia inferiore al valore di γ_R fissato dalla normativa (gruppo R3):

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 106 di 120
--	---	-----------------

$$\eta_{sf} = \frac{R_{ak,sf}}{F_{ad}} \geq \gamma_R = \begin{cases} 1,1 & \text{per i tiranti provvisori} \\ 1,2 & \text{per i tiranti permanenti} \end{cases}$$

Con la normativa precedente di cui al **D.M. 11/03/1988** (metodo alle tensioni ammissibili), invece, più semplicemente si procede non considerando i coefficienti parziali né sulle azioni né sui materiali, e per la verifica occorre semplicemente che il coefficiente di sicurezza allo sfilamento non sia inferiore a 2:

$$\eta_{sf} = \frac{R_{a,sf}}{F_a} \geq 2$$

14.3 Verifica alla rottura del tirante di acciaio (STR)

Un'altra verifica da effettuare sui tiranti è quella di tipo strutturale e consiste nel calcolare la tensione di lavoro del tirante in relazione alla resistenza a trazione dell'acciaio che costituisce il tirante.

La resistenza di progetto strutturale del tirante è data da:

$$R_{ad,str} = A_t \cdot f_{yd}$$

dove A_t è l'area della sezione dell'armatura e $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ è la resistenza di progetto dell'acciaio ($\gamma_s=1,15$ è il coefficiente parziale dell'acciaio).

Con le NTC per la verifica occorre che sia

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

che per questa verifica si traduce in:

$$F_{ad} \leq R_{ad,str}$$

o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza alla rottura dell'acciaio, definito dal rapporto tra $R_{ad,str}$ e F_{ad} , non sia inferiore all'unità:

$$\eta_{rot} = \frac{R_{ad,str}}{F_{ad}} \geq 1$$

Con la normativa precedente di cui al **D.M. 11/03/1988**, si calcola la tensione di lavoro dell'acciaio e la si confronta con il valore ammissibile σ_{fa} fissato dalla norma:

$$\sigma_f = \frac{F_a}{A_t} \leq \sigma_{fa}$$

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 107 di 120
--	---	-----------------

14.4 Verifica di aderenza acciaio-calcestruzzo (STR)

L'acciaio di anima del tirante, soggetto a sforzo di trazione, tende a scorrere nei confronti del cls del bulbo di fondazione. Occorre verificare che tale circostanza non avvenga. Per fare ciò occorre determinare la resistenza di progetto di aderenza $R_{ad,ader}$:

$$R_{ad,ader} = \pi \cdot D_t \cdot f_{bd} \cdot L_b$$

dove D_t è il diametro equivalente dell'armatura e f_{bd} è la tensione tangenziale di aderenza di progetto acciaio-cls data dalla seguente formula fornita dalla normativa, già riportata in precedenza:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}}{\gamma_c}$$

Con le NTC per la verifica occorre che sia

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

che per questa verifica si traduce in:

$$F_{ad} \leq R_{ad,ader}$$

o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza di aderenza, definito dal rapporto tra $R_{ad,ader}$ e F_{ad} , non sia inferiore all'unità:

$$\eta_{ader} = \frac{R_{ad,ader}}{F_{ad}} \geq 1$$

Con la normativa precedente di cui al **D.M. 11/03/1988**, si calcola la tensione tangenziale di lavoro e la si confronta con il valore ammissibile fissato dalla norma:

$$\tau = \frac{F_a}{\pi \cdot D_t \cdot L_b} \leq \tau_b$$

14.5 Verifica gerarchie resistenze

Con le NTC 2008 era richiesto che, per evitare rotture fragili, la resistenza strutturale dell'acciaio fosse maggiore di quella allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. Con le NTC 2018, come con l'Eurocodice 7, questa verifica non è più richiesta.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 108 di 120
--	--	-----------------

15 VERIFICHE DELLE PRESTAZIONI O DI ESERCIZIO (S.L.E.)

15.1 Calcolo degli spostamenti

15.1.1 IN ASSENZA DI AZIONE SISMICA

Secondo le NTC (calcolo agli stati limite), nelle condizioni di esercizio e più precisamente per le combinazioni di carico di tipo “quasi permanente”, gli **spostamenti** dell’opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera stessa e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Si tratta quindi di verificare uno stato limite degli spostamenti ovvero una situazione di comportamento dell’opera in cui, pur non avendosi il collasso, interviene comunque la perdita o la riduzione di funzionalità della struttura per eccesso di spostamento.

Gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici, analitici o numerici. Essi dipendono dai parametri di resistenza dei terreni, dalla rigidità dei terreni e del materiale strutturale (compresi puntoni e ancoraggi), dalle condizioni idrauliche e dalla sequenza costruttiva.

Nei calcoli agli SLE, i valori delle proprietà meccaniche da adoperarsi sono quelli caratteristici (i coefficienti parziali γ_M sulle resistenze dei materiali si assumono unitari) e i coefficienti parziali sulle azioni γ_F sono unitari.

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dello spostamento e C_d è il valore limite dello spostamento stabilito in funzione del comportamento delle costruzioni che interagiscono con le opere in progetto.

I valori degli spostamenti trasversali possono essere determinati da **Paratie.Az**, come visto, con il metodo agli elementi finiti.

15.1.2 IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA – STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

Per le combinazioni di carico sismiche (Stato Limite di Danno, SLD) le norme vigenti impongono di verificare che gli **spostamenti permanenti indotti dal sisma** siano compatibili con la funzionalità dell’opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa. Lo spostamento permanente ritenuto ammissibile d_{pa} viene fissato a priori dal progettista.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 109 di 120
--	---	-----------------

La valutazione delle deformazioni e degli spostamenti indotti dal sisma può essere effettuata con metodi di analisi dinamica avanzati agli elementi finiti o differenze finite, che, utilizzando modelli costitutivi adeguati per i terreni in condizioni cicliche, considerano il comportamento del sistema durante il sisma (evoluzione temporale degli spostamenti e dello stato tensionale), oppure con metodi semplificati.

Sono presenti in letteratura varie relazioni semi-empiriche che legano lo spostamento permanente d_p ad alcuni parametri significativi del segnale sismico che si attende nel sito di costruzione.

In questi metodi semplificati, la massa di terreno e l'opera di sostegno che scorrono su una superficie di taglio è assimilata ad un blocco rigido che scorre su un piano inclinato (orizzontale nel caso di muro di sostegno con piano di posa della fondazione orizzontale).

Per la verifica allo S.L.E. in condizioni sismiche occorre che $d_p \leq d_{pa}$.

15.2 Verifica di fessurazione paratie in c.a.

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture in c.a. è previsto in progetto un adeguato ricoprimento delle armature e l'adozione di cls di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità.

Nella verifica a fessurazione entrano in gioco:

- le sollecitazioni N_x , M_y , M_z derivanti dalle combinazioni di carico "frequenti" e "quasi permanenti"
- le condizioni ambientali: Ordinarie, Aggressive, Molto aggressive
- la sensibilità delle armature alla corrosione: Armature sensibili (acciaio da precompresso), armature poco sensibili (acciai ordinari, acciai zincati, acciai inossidabili).

In funzione dei parametri sopra indicati e della combinazione di carico, si ricavano (v. tab. 4.1.IV NTC) gli stati limite di fessurazione da verificare tra i seguenti:

- 1) **Stato limite di decompressione:** per la combinazione di carico pertinente, la tensione normale nel cls, calcolata in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata, è ovunque di compressione o nulla (non debbono quindi essere presenti nelle sezioni di cls tensioni positive di trazione). Si tratta dello stato limite più severo;
- 2) **Stato limite di formazione delle fessure:** per la combinazione di carico pertinente, la tensione massima di trazione nel cls, calcolata in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata, non supera il valore $f_{ctm}/1,2$ (si ammettono quindi tensioni di trazione purché inferiori alla resistenza di trazione del cls, ridotta del coefficiente di sicurezza 1,2);
- 3) **Stato limite di apertura delle fessure:** per la combinazione di carico pertinente, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d non deve superare i valori limite fissati dalla normativa ($w_1=0,2$ mm; $w_2=0,3$ mm; $w_3=0,4$ mm) in base ad esperienze di

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 110 di 120
--	---	-----------------

laboratorio e da esami di costruzioni esistenti (con le quali si è correlato il grado di corrosione delle armature all'ampiezza delle fessure riscontrate).

Per lo stato limite di decompressione il software calcola la massima tensione, con segno, presente sulla sezione con il *metodo generale della matrice di rigidità della sezione* (il cls deve considerarsi resistente a trazione per cui interviene nei calcoli l'intera sezione). Si verifica quindi che la massima tensione individuata sia di compressione (negativa) o nulla; in caso contrario la verifica non risulta soddisfatta.

Per lo stato limite di formazione delle fessure, analogamente, il software calcola la massima tensione, con segno, presente sulla sezione e si verifica che essa sia di compressione (negativa) o nulla o di trazione purché non superiore al valore $f_{ctm}/1,2$; in caso contrario la verifica non risulta soddisfatta.

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure w_k nello stato limite di apertura delle fessure sono stati implementati i due metodi previsti dalla normativa vigente (i metodi derivano da considerazioni teoriche e da prove sperimentali).

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

15.2.1 METODO DM 9/1/1996 E CIRCOLARE 15/10/1996 N. 252

Il valore caratteristico di apertura delle fessure w_k è dato da:

$$w_k = 1,7 \cdot w_m = 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

dove

w_m = ampiezza media delle fessure

ε_{sm} = deformazioni unitaria media delle barre di armatura

Δ_{sm} = distanza media tra due fessure adiacenti

L'espressione per il calcolo di ε_{sm} è:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove

σ_s = tensione nell'armatura tesa, valutata considerando la sezione fessurata

β_1 assume il valore 1 per barre ad aderenza migliorata e 0,5 per barre lisce

β_2 assume il valore 1 per carichi di breve durata e 0,5 per carichi di lunga durata o per azioni ripetute

σ_{sr} = tensione che si avrebbe nell'acciaio teso applicando il momento di fessurazione (momento in corrispondenza del quale, con la sezione interamente reagente, la tensione di trazione nel cls raggiunge la resistenza a trazione del cls f_{ctm}).

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 111 di 120
--	---	-----------------

Per il calcolo di Δ_{sm} la formula è:

$$\Delta_{sm} = 2 \cdot \left(c_f + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

dove

s = interasse tra le barre nella sezione (zona tesa); se $s > 14\phi$ si adotta $s = 14\phi$

ϕ , c_f = diametro barre in zona tesa e copriferro

k_2 assume il valore 0,4 per barre ad aderenza migliorata e 0,8 per barre lisce

k_3 è un coefficiente che tiene conto del tipo di sollecitazioni agente sulla sezione (trazione pura, flessione, presso/tenso-flessione)

ρ_{eff} = rapporto armature efficace (rapporto tra l'area delle barre poste nell'area efficace di cls e la stessa area efficace di cls, ovvero l'area che effettivamente trasmette gli sforzi di aderenza. Allo scopo le norme danno opportune indicazioni).

15.2.2 METODO DM 14/08/2008 E CIRCOLARE 2/2/2009 N. 617

Il valore caratteristico di apertura delle fessure w_k è dato da:

$$w_k = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

dove Δ_{smax} è la distanza massima tra due fessure adiacenti (per i simboli già indicati al paragrafo precedente valgono le stesse definizioni).

L'espressione per il calcolo di ε_{sm} è:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove

$$\alpha_e = E_s / E_c$$

k_t assume il valore 0,6 per carichi di breve durata e 0,4 per carichi di lunga durata o per azioni ripetute

Per il calcolo di Δ_{smax} la formula è:

$$\Delta_{smax} = 3,4 \cdot c_f + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

dove

k_1 assume il valore 0,8 per barre ad aderenza migliorata e 1,6 per barre lisce

k_4 è un coefficiente che tiene conto del tipo di sollecitazioni agente sulla sezione (trazione pura, flessione, presso/tenso-flessione).

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 112 di 120
--	---	-----------------

15.3 Verifica delle tensioni di esercizio nelle paratie in c.a.

Considerando le sollecitazioni dovute nelle combinazioni agli SLE “rare” e “quasi permanenti” si calcolano le massime tensioni normali nel cls e nell’acciaio e si verifica che non superano i limiti previsti dalla normativa (4.1.2.2.5 NTC). Si assumono le usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali e di resistenza nulla a trazione del cls.

La massima tensione di compressione nel cls deve rispettare i seguenti limiti:

$$|\sigma_c| < 0,6 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinaz. caratteristica o rara}$$

$$|\sigma_c| < 0,45 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinaz. quasi permanente}$$

Nel caso di elementi gettati in opera con cls ordinari e con spessori minori di 5 cm (solette, pareti) i valori limite sopra indicati vanno ridotti del 20%.

Per l’acciaio la tensione massima, sotto la combinazione caratteristica o rara, deve rispettare la limitazione $|\sigma_s| < 0,8 \cdot f_{yk}$

16 DETTAGLI COSTRUTTIVI E REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE PER LE PARATIE IN C.A.

Al fine di ottenere adeguata robustezza alle membrature costituenti la paratia in calcestruzzo ed in ossequio alla normativa vigente (cap. 5.3 del D.M. 14/02/1992, per il metodo alle tensioni ammissibili, paragrafi 4.1.6, 7.2.5 e 7.4.6 delle NTC, per il metodo agli stati limite), il progetto strutturale dell’opera di sostegno rispetta le seguenti prescrizioni. In particolare si adottano le prescrizioni armature per le travi in elevazione.

16.1 Armature nelle fondazioni

16.1.1 METODO TENSIONI AMMISSIBILI

Per i pali di fondazione l’area dell’armatura longitudinale in tutto lo sviluppo del palo deve essere non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo. Tale armatura deve essere convenientemente diffusa. L’armatura perimetrale di confinamento o trasversale a taglio, costituita da una spirale continua per tutto lo sviluppo del palo di diametro non inferiore a 8 mm, deve avere una sezione complessiva non inferiore a $0,10 \beta^*$ (cm²/m), essendo β^* la larghezza (in cm) corrispondente a $\tau = \tau_{co}$ (per le sezioni circolari si assume $\beta^* = D/2$), con un minimo di tre spirali al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l’altezza utile della sezione.

16.1.2 METODO AGLI STATI LIMITE

16.1.2.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le travi di fondazione superficiali vengono progettate assumendo un comportamento non dissipativo e quindi non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile. L’armatura longitudinale non deve essere inferiore per l’intera

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 113 di 120
--	---	-----------------

lunghezza allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della sezione, sia inferiormente che superiormente (paragr. 7.2.5 delle NTC).

16.1.2.2 PALI DI FONDAZIONE

Nei pali di fondazione l'area dell'armatura longitudinale in tutto lo sviluppo del palo deve essere non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo. L'armatura perimetrale di confinamento o trasversale, costituita da staffe o da spirale continua per tutto lo sviluppo del palo di diametro non inferiore a 8 mm, deve avere un passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Non potendo escludere la formazione di cerniere plastiche, tutte le sezioni dei pali di fondazione sono progettate per un comportamento duttile (zona dissipativa estesa a tutto il palo) e opportunamente confinate (paragr. 7.2.5 NTC). Per fare ciò occorre che l'armatura longitudinale abbia un'area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo e che l'armatura perimetrale di confinamento, di diametro non inferiore a 8 mm, sia costituita da spirale continua con le NTC 2008, e da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali con le NTC 2018.

Inoltre, con le NTC 2018 devono essere rispettate le seguenti prescrizioni per le combinazioni sismiche delle azioni:

- la resistenza al taglio deve essere almeno pari a 1,3 volte il taglio agente;
- la tensione normale media agente su ciascuna sezione deve essere inferiore a $0,45 f_{cd}$;
- il momento flettente agente deve essere inferiore a $1,5 M_{Rd}$ (momento resistente di progetto del palo), calcolato per il livello di azione assiale presente.

16.2 Armature nelle travi (longitudinale a flessione e trasversale a taglio)

16.2.1 METODO TENSIONI AMMISSIBILI

La percentuale di armatura longitudinale in zona tesa, riferita all'area totale del cls, non deve essere inferiore allo 0,15% per barre ad aderenza migliorata e allo 0,25% per barre lisce. Tale armatura deve essere convenientemente diffusa.

L'interasse tra le barre longitudinale non deve superare 35 cm.

Alle estremità delle travi deve essere disposta un'armatura inferiore, convenientemente ancorata, in grado di assorbire, con le tensioni ammissibili fissate, uno sforzo di trazione uguale al taglio.

L'area dell'armatura tesa o compressa non deve superare individualmente il 4% dell'area della sezione (ad esclusione delle zone di sovrapposizione).

Per l'armatura trasversale a taglio si devono prevedere staffe aventi sezione complessiva non inferiore a $0,10 \beta^* \text{ cm}^2/\text{m}$, essendo β^* la larghezza corrispondente a $\tau = \tau_{co}$ (per le sezioni rettangolari della paratia $\beta^* = B = 100 \text{ cm}$), con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

Le staffe devono essere collegate da apposite armature longitudinali.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 114 di 120
--	---	-----------------

Nel caso di sezioni in cui non è richiesta specifica armatura a taglio si adotta un'**armatura di ripartizione**, costituita da tondini di fissato diametro posti in orizzontale lungo la direzione trasversale del muro, in quantità pari al 20/25% dell'armatura longitudinale a flessione prevista nella stessa sezione. Il passo dell'armatura di ripartizione non sarà in ogni caso superiore a 33,3 cm e a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

16.2.2 METODO AGLI STATI LIMITE

16.2.2.1 ASSENZA DI AZIONI SISMICHE O PRESENZA DI AZIONI SISMICHE IN STRUTTURE A COMPORTAMENTO NON DISSIPATIVO

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa deve rispettare il limite minimo fissato dalla formula 4.1.45 delle NTC:

$$A_{s,min} = \alpha \cdot b_t \cdot d \quad \text{con} \quad \alpha = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 = 0,13\%$$

dove b_t è la larghezza media della zona tesa e d è l'altezza utile della sezione.

A titolo di esempio, per una sezione rettangolare 100x40 cm, appartenente ad una paratia in c.a. realizzata con cls classe C25/30, il valore minimo di armatura in zona tesa è pari a (per $d=36$ cm):

$$\alpha = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{25,75}{4500} = 0,00149 = 0,149\%$$

$$A_{s,min} = \alpha \cdot 100 \cdot 36 = 5,36 \text{ cm}^2$$

L'area dell'armatura tesa o compressa non deve superare individualmente il 4% dell'area della sezione (ad esclusione delle zone di sovrapposizione).

L'armatura trasversale è costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore a $A_{st}=1,5 B$ (mm^2/m) essendo B lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. Nel caso di sezione rettangolare B è la base della sezione, mentre nel caso di sezione circolare piena di diametro D , la grandezza B si assume pari alla metà del diametro.

16.2.2.2 PRESENZA DI AZIONI SISMICHE IN STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

In presenza di azioni sismiche e con calcolo per comportamento dissipativo delle strutture, occorre la presenza nella trave per tutta la lunghezza di almeno 2 ϕ 14 sopra e sotto e le percentuali minime e massime di armatura sono definite dalla formula 7.4.26 NTC:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 115 di 120
--	---	-----------------

Nelle zone dissipative devono essere previste staffe di contenimento costituenti l'armatura trasversale avente diametro minimo 6 mm. La prima staffa deve distare non più di 5 cm dalla sezione di spicco della trave; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per classe di duttilità alta e media;
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali rispettivamente per classe di duttilità alta e media;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Nel caso, ad esempio, di sezione avente altezza 50 cm, copriferro 3 cm, diametro del ferro longitudinale 16 mm, classe di duttilità alta, il passo delle staffe con diametro 8 mm nelle zone dissipative non deve essere superiore a 9,6 cm.

Le staffe devono avere ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità, assicurati alle barre longitudinali.

16.3 Copriferro e interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature. Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

16.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione

Le barre tese devono essere prolungate oltre la sezione nella quale esse sono soggette alla massima tensione in misura sufficiente a garantirne l'ancoraggio nell'ipotesi di ripartizione uniforme delle tensioni tangenziali di aderenza.

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione. La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- ✓ sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra con un minimo di 15 cm. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- ✓ saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto;

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 116 di 120
--	---	-----------------

- ✓ giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali tipi di giunzioni devono essere preventivamente validati mediante prove sperimentali.

Per barre di diametro $\varnothing > 32$ mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato, tale da evitare danni all'armatura e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra.

17 REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DI PARATIE IN ACCIAIO

L'esecuzione delle paratie in acciaio deve essere conforme alla UNI EN 1090-2:2011 (Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per le strutture in acciaio), per quanto non in contrasto con le NTC.

18 ULTERIORI PRESCRIZIONI

18.1 Piano di controllo e monitoraggio

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi, quando previsto, data l'importanza dell'opera, consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo.

18.2 Piano di manutenzione

Per le ispezioni e le operazioni manutentive al fine di assicurare durabilità alla struttura, si rinvia allo specifico elaborato di progetto.

19 DICHIARAZIONI SECONDO LE NTC (capitolo 10.2) E CIRCOLARE N. 7/2019

19.1 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio del codice di calcolo Paratie.Az

Il progetto delle opere di sostegno di cui alla presente relazione è stato effettuato mediante l'utilizzo del software **Paratie.Az**, versione 9.0.1, con licenza d'uso intestata a .

Il software è corredato di Manuale d'uso, Documento di Validazione e Relazione di calcolo contenente, tra l'altro, le teorie e i metodi implementati nello stesso software.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 117 di 120
--	---	-----------------

Il software effettua il calcolo geotecnico e strutturale delle paratie a sbalzo e ancorate in terreni omogenei o stratificati, anche in presenza di pressioni neutre. La paratia può essere ancorata tramite una o più file di puntoni o di tiranti, provvisori o permanenti, attivi o passivi.

L'analisi della paratia può essere eseguita sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.

È possibile gestire sia terreni a grana grossa incoerenti che terreni a grana fina coerenti con verifiche a breve termine, per mezzo delle pressioni totali ("condizioni non drenate") e a lungo termine per mezzo delle pressioni efficaci ("condizioni drenate").

I profili topografici dei terreni di monte e di valle possono anche essere inclinati sull'orizzontale.

È possibile tenere in conto della presenza di sovraccarico, sia permanente che saltuario, uniformemente ripartito sul terrapieno di monte e sul terrapieno di valle. È possibile considerare forze e coppie concentrate e carichi distribuiti che agiscono direttamente sulla paratia e spostamenti impressi alla paratia (ad esempio spostamento fissato in testa alla paratia o spostamenti nulli per la presenza di vincoli fissi).

Le paratie/palancole possono essere in cemento armato (pali disposti su una fila con fissato interasse, in due file allineate o a quinconce, diaframmi a sezione rettangolare), in acciaio (es. palancole con profili Larssen, Arcelor, berlinesi di micropali ecc.) o in materiale generico.

Nel caso di paratie in c.a. viene effettuato il progetto delle armature con disegno degli esecutivi, restituiti anche in file dxf. È possibile prevedere e calcolare anche gli elementi secondari quali il cordolo o trave di testa e i cordoli in corrispondenza della testa degli ancoraggi.

Il software consente di effettuare i calcoli sia in base alla normativa di cui al D.M. 11/03/1988 (approccio alle Tensioni Ammissibili), che in base alle Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 e al recente D.M. 17/01/2018 (nel seguito NTC o NTC 2018) con l'approccio agli Stati Limite.

19.2 Tipo di analisi svolte

L'analisi della paratia viene eseguita sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche. Per l'analisi sismica si utilizza il metodo pseudo-statico di cui al capitolo 7 del D.M. 14/01/2008 e del D.M. 17/01/2018. Le combinazioni di carico adottate, generate automaticamente, sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Il calcolo della paratia viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- calcolo delle spinte dei terreni e dell'acqua con i metodi classici basati sull'equilibrio limite a rottura (per ogni tipo di verifica geotecnica e strutturale e per ogni combinazione di carico)

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 118 di 120
--	---	-----------------

- verifica della paratia alla rotazione attorno a un punto (atto di moto rigido)
- la verifica a carico limite verticale, assimilando la trattazione alle fondazioni profonde
- verifica di stabilità globale (metodo di Bishop con cerchi di rottura circolari passanti per un punto in prossimità dello spigolo di monte della base della paratia)
- verifica allo sfilamento tirante-terreno
- verifica a sifonamento, in presenza di moto di filtrazione
- verifica al sollevamento del fondo scavo, in presenza di pressioni neutre
- verifiche strutturali della paratia, tiranti, travi di testa e di contrasto, e calcolo delle armature metalliche longitudinali e trasversali per le paratie in c.a.

Le verifiche strutturali vengono svolte con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

La verifica alla rotazione e il calcolo delle sollecitazioni della paratia può essere effettuato con i metodi classici basati sull'equilibrio limite a rottura (LEM) oppure con il metodo agli elementi finiti (FEM) con elementi trave a due nodi (aventi tre gradi di libertà) e molle elastiche (analisi lineare) o elasto-plastiche (analisi non lineare) che modellano il terreno. Con il metodo classico possono effettuarsi sia il calcolo di progetto (fissato il coefficiente di sicurezza¹⁸ si ricava la profondità di infissione D e la profondità D_R del punto di rotazione della paratia o la forza F che esplica il tirante, nel caso di paratie con un ordine di ancoraggi) che il calcolo di verifica (fissata la profondità di infissione D si ricavano la profondità del punto di rotazione D_R o la forza F che esplica il tirante e il coefficiente di sicurezza, che deve essere non inferiore al valore fissato dal progettista o dalle NTC).

Con il metodo FEM, in cui la profondità di infissione deve essere fissata a priori, possono calcolarsi paratie anche con più ordini di ancoraggio. La paratia viene discretizzata in una serie di elementi finiti tipo trave, mentre il terreno viene schematizzato con una serie di molle a comportamento elastico o elastico-perfettamente plastico (da preferire). Con il metodo agli elementi finiti si ha il vantaggio di considerare la paratia con la sua effettiva rigidità e si ottengono anche gli spostamenti della paratia (verifiche allo Stato Limite di Esercizio - SLE).

L'analisi FEM può essere eseguita per fasi di scavo (transitorio che comprende la fase di costruzione della paratia) o per combinazioni di carico (che vengono generate in automatico dal software).

19.3 Origine e caratteristiche del codice di calcolo

Denominazione **Paratie.Az** (sviluppato in ambiente Microsoft Excel®¹⁹)

¹⁸ Il coefficiente di sicurezza deve essere fissato (valore tra 1,2 e 3 in relazione al grado di conoscenza delle caratteristiche dei terreni, dell'affidabilità del modello di calcolo utilizzato e delle conseguenze in caso di crollo) se si opera ai sensi del D.M. 11/03/1988. Con le NTC 2008 e 2018 il coefficiente di sicurezza è impostato dal programma al valore fornito dalla normativa.

¹⁹ Per l'utilizzo di *Paratie.Az* è necessario che l'utente disponga del software Microsoft Excel® con regolare licenza d'uso.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 119 di 120
--	---	-----------------

Versione 9.0
Autore Ing. Ciro Azzara
Intestatario licenza d'uso
Numero di serie

19.4 Affidabilità del codice di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Il software consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello geotecnico e strutturale adottato e i risultati di calcolo ottenuti (carichi applicati, spinte dei terreni, sollecitazioni, tensioni ecc.), in modo da avere una visione consapevole del comportamento dell'opera di sostegno nel suo complesso.

L'autore del software garantisce una puntuale assistenza al fine di eliminare eventuali errori o difetti di funzionamento, l'aggiornamento anche in relazione all'evoluzione normativa e la corretta individuazione delle possibilità di utilizzo del programma.

Nel codice di calcolo è presente adeguata autodiagnostica atta a segnalare eventuali incompatibilità nei dati e nelle difficoltà numeriche in fase di elaborazione.

Il software è corredato di esempi di validazione del codice di calcolo, con controlli e riscontri con soluzioni note e con risultati ottenuti con procedimenti indipendenti. Sono altresì presenti esempi di soluzione per problemi campione, estesi a situazioni differenti per tipo di carico, di vincolo, di elementi strutturali.

La documentazione a corredo del software è tale da consentire all'utente un'effettiva comprensione del programma utilizzato al fine di escludere utilizzi impropri.

19.5 Modalità di presentazione dei risultati

La presente relazione di calcolo contiene, tra l'altro, l'esposizione delle teorie e dei metodi implementati nel software. Il Tabulato di calcolo, qui allegato, comprende la lista completa dei dati di input, forniti o generati, tali da definire univocamente le caratteristiche geometriche, la simbologia e le unità di misura, le convenzioni sui sistemi di riferimento locali e globale, le caratteristiche meccaniche dei terreni e dei materiali, i tipi e le combinazioni di carico, ed è sufficientemente dettagliato da permettere a terzi una rielaborazione indipendente del problema.

19.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Le verifiche effettuate, sia di tipo geotecnico che strutturale, sotto le combinazioni di carico agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio risultano soddisfatte confermando il pre-dimensionamento effettuato e pertanto l'opera di sostegno progettata risponde ai requisiti di sicurezza e funzionalità prescritti dalla normativa vigente.

	Paratie - Relazione geotecnica, di calcolo e sui materiali	Pag. 120 di 120
--	---	-----------------

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione è comprensiva della esecuzione di semplici calcoli di verifica, eseguiti con metodi tradizionali, anche ai fini del pre-dimensionamento dell'opera. Si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e modellazione della struttura, del sottosuolo e del modello geotecnico e strutturale, in relazione ai risultati ottenuti.

In base a quanto sopra indicato, io sottoscritto asserisco che il modello di calcolo utilizzato è rappresentativo della realtà fisico-meccanica e che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, e pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.



Comune di Endine Gaiano Provincia di Bergamo

FORMAZIONE NUOVA BERLINESE A SOSTEGNO DEL MURO ESISTENTE EX MUNICIPIO

OGGETTO: INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL MUNICIPIO E REGIMAZIONE DELLE ACQUE DI PERTINENZA DEL RETICOLO IDRICO MINORE PASSANTE PER L'EDIFICIO COMUNALE DI ENDINE GAIANO (BG)

COMMITTENTE: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI ENDINE GAIANO

- **VERIFICA DI SICUREZZA (S.L.U.) DI TIPO GEOTECNICO E IDRAULICA: METODO DELL'EQUILIBRIO DI ROTTURA**

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- **Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera** (atto di moto rigido)
- **Collasso per carico limite verticale**
- **Instabilità del fondo scavo per sollevamento** (scavi armati o delimitati da pareti) (UPL)
- **Sifonamento del fondo scavo** (HYD)
- **Stabilità globale dell'insieme opera-terreno**

Paratie.Az 9.0.5

Calcolo geotecnico e strutturale paratie a sbalzo ed ancorate

PROGETTO/LAVORI

Realizzazione di paratia berlinese in micropali presso ex Municipio

COMMITTENTE

Comune di Endine Gaiano

COMUNE

DIRETTORE DEI LAVORI

IMPRESA ESECUTRICE DEI LAVORI

LUOGO E DATA DI ESECUZIONE DEI CALCOLI

Gazzaniga (BG), lì 02/05/2022

ANNOTAZIONI

CAMPO DI APPLICAZIONE DEL SOFTWARE

Paratie a sbalzo (senza ancoraggi) o con uno o più ordini di ancoraggi (tiranti o puntoni)

Materiale costituente la paratia: cemento armato o acciaio o generico

Tipologie: diaframmi, paratie di pali o micropali, palancole in acciaio

Profili topografici dei terreni di monte e di valle anche inclinati

Terreni omogenei o eterogenei (stratigrafia)

Terreni a grana grossa e/o a grana fina (verifiche in condizioni drenate e in condizioni non drenate)

Falda assente o in quiete o in moto di filtrazione permanente

Tiranti di ancoraggio attivi e passivi, permanenti e provvisori

Tiranti realizzati con armatura in acciaio e bulbo di fondazione in calcestruzzo di cemento o altro materiale simile (es. resina) iniettato a pressione più o meno elevata

Cordolo/trave di testa e travi di contrasto nei tiranti

Analisi in condizioni statiche e sismiche

Analisi anche per fasi di scavo (analisi incrementale)

UNITA' DI MISURA

Sistema Internazionale

Calcoli generali e geotecnici

Lunghezze (coordinate, distanze, dimensioni, ...): m (gli spostamenti sono espressi in cm)

Aree sezioni: mq

Volumi: mc

Momenti di inerzia sezioni: m⁴

Forze concentrate, Resistenza alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kN

Momenti (stabilizzante, instabilizzante, flettente, coppie) e rigidezze rotazionali vincoli: kN*m

Carichi ripartiti per unità di lunghezza, spinte per metro lineare di paratia, rigidezze traslazionali vincoli: kN/m

Sovraccarico ripartito per unità di superficie: kN/mq

Coesione terreno, adesione terreno-paratia: kN/mq

Tensioni nel terreno (verticale, attiva, passiva, ...), pressione neutra u: kN/mq

Carico limite unitario: N/mm²

Pesi unità di volume: kN/mc

Coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: N/cmc

Tempi: secondi (s)

Velocità: m/s

Accelerazioni: m/s²

Latitudine, Longitudine: gradi sessadecimali

Calcoli strutturali

dimensioni, copriferro, interferro: cm

diametri tondini, trefoli, barre, staffe e spirali: mm

aree sezioni: cm²

volumi: cmc

momenti statici sezioni: cmc

momenti di inerzia sezioni: cm⁴

tensioni/pressioni, moduli elastici, carico limite unitario, resistenze materiali: N/mm²

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17/01/2018

Le verifiche di tipo geotecnico (rotazione, carico limite, stabilità globale, sfilamento tiranti), idraulico e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

Coeff. parziali o di sicurezza sulle azioni (A)

gruppo EQU

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=0,9$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1,1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,5$

gruppo A1

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1,3$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,5$

gruppo A2

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,3$

gruppo A HID

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=0,9$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1,3$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,5$

gruppo A UPL

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=0,9$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1,1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,5$

Coeff. parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)

gruppo M1

tangente dell'angolo di resistenza al taglio, $g_f=1$

coesione efficace, $g_c=1$

coesione non drenata, $g_{cu}=1$

peso dell'unità di volume, $g_g=1$

gruppo M2

tangente dell'angolo di resistenza al taglio, $g_f=1,25$

coesione efficace, $g_c=1,25$

coesione non drenata, $g_{cu}=1,4$

peso dell'unità di volume, $g_g=1$

Coeff. parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)

gruppo R1

coeff. sicurezza alla rotazione della paratia intorno a un punto dell'opera, $g_{Rot}=1$

coeff. sicurezza al carico limite verticale del complesso paratia-terreno

resistenza alla base, $g_b=1$

resistenza laterale in compressione, $g_s=1$

resistenza laterale in trazione, $g_{st}=1$

gruppo R2

coeff. sicurezza al carico limite verticale del complesso paratia-terreno

resistenza alla base per paratia infisse, $g_b=1,45$

resistenza alla base per paratie trivellate, $g_b=1,7$

resistenza laterale in compressione, $g_s=1,45$

resistenza laterale in trazione, $g_{st}=1,6$

coeff. sicurezza alla stabilità globale del complesso opera-terreno, $g_{Pendii}=1,1$

gruppo R3

coeff. sicurezza al carico limite verticale del complesso paratia-terreno

resistenza alla base per paratie infisse, $g_b=1,15$

resistenza alla base per paratie trivellate, $g_b=1,35$

resistenza laterale in compressione, $g_s=1,15$

resistenza laterale in trazione, $g_{st}=1,25$

coeff. sicurezza allo sfilamento per tiranti provvisori, $g_{Tir}=1,1$

coeff. sicurezza allo sfilamento per tiranti permanenti, $g_{Tir}=1,2$

Gruppi di coefficienti per le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) di tipo geotecnico, idraulico e strutturale

1) la verifica alla rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido) è condotta in base

all'Approccio 1-Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_1$)

2) la verifica al carico limite verticale è condotta in base all'Approccio 2 ($A_1+M_1+R_3$)

3) la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene condotta secondo

l'Approccio 1-Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2$)

4) le verifiche allo sfilamento e strutturali sui tiranti vengono svolte con l'Approccio 2 ($A_1+M_1+R_3$)

5) le verifiche di tipo strutturale sulla paratia sono condotte in base all'Approccio 1-Combinazione 1 (A_1+M_1)

6) le verifiche di tipo idraulico sono condotte con i coefficienti per le azioni A_{UPL} o A_{HYD} e

i coefficienti M2 per i parametri geotecnici

SISTEMI DI RIFERIMENTO

Sistema di riferimento assoluto XYZ

Origine nel punto medio della sezione superiore della paratia, asse X orizzontale verso valle, asse Y verticale verso il basso (coincidente con l'asse della paratia), asse Z ortogonale al piano del disegno e uscente

Sistema di riferimento locale per il terreno z

Asse z verticale verso il basso con origine nella retta orizzontale passante per il punto di intersezione del profilo terreno di monte con la paratia

Sistema di riferimento locale per il calcolo strutturale della paratia xyz

Origine nella sezione superiore della paratia, asse x verticale verso il basso (coincidente con l'asse della paratia)

asse z orizzontale verso valle, asse y ortogonale al piano del disegno e uscente

METODI E IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

Paratia risolta con il metodo classico dell'equilibrio limite (LEM)

Calcolo di progetto: incognite la profondità D di infissione e la posizione del punto di rotazione della paratia

Calcolo delle spinte attive e passive

In assenza di sisma: Teoria di Coulomb (1773), generalizzata da Mayniel (1808) e Muller-Breslau (1906)
per il caso generale di presenza di attrito terreno-paratia, paramento inclinato e terrapieno inclinato

In presenza di sisma: analisi sismica con metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe (1924, 1929), le cui
formule degenerano nelle formule di Coulomb in assenza di sisma

Metodi di calcolo per altre verifiche

Stabilità globale: metodo di Bishop

Coefficienti N_q per il calcolo del carico limite per carichi verticali: Berezantzev (1961, 1965)

Coefficiente di spinta a riposo: formula di Jaky

Numero di strati e parametri sismici

Numero di strati di terreno, $N_{str}=3$

Vengono considerate le azioni sismiche

Vita nominale di progetto = 50 anni

Classe d'uso della costruzione = Classe II

Coefficiente d'uso = 1

FALDA

Falda assente (pressioni neutre nulle)

CONDIZIONI DI ROTTURA

Condizioni drenate (assenza di pressioni neutre; terreni a grana grossa o media; terreni a grana fina
con verifica a lungo termine o con applicazione lenta dei carichi)

TIPOLOGIA PARATIA

Paratia di micropali

Numero di file di pali/micropali = 1

Paratia a mensola (senza ancoraggio)

GEOMETRIA PARATIA E FALDA (se presente)

altezza di scavo, $H=1,5$ m

altezza paratia oltre il profilo del terreno di monte, $H_1=0$ m

altezza paratia fuori terra, $H+H_1=1,5$ m

base del cordolo di testa, $B_c=0,5$ m

altezza del cordolo di testa, $H_c=0,5$ m

inclinazione piano di campagna di monte, $i_m=0$ (°)

inclinazione piano di campagna di valle, $i_v=-30$ (°)

STRATIGRAFIA

zt = profondità punto di intersezione profilo di base dello strato con l'asse globale Y

strato zt (m)

1 7

2 10

3 + infinito

GEOMETRIA IN PIANTA

diametro micropali, $D_{pal}=0,2$ m

interasse longitudinale tra i micropali, $i_L=0,4$ m
 numero di micropali (fila più numerosa nel caso di micropali a quinconce), $N_{pal}=93$
 numero totale di micropali, $N_{tp}=93$
 numero di micropali per metro lineare di paratia= $2,51$
 sporgenza trave collegamento rispetto ai micropali estremi, $F=0$ m
 lunghezza paratia (lungo l'asse globale Z), $L_z=37$ m
 forma armatura metallica micropalo: Tubolare a sez. circolare
 diametro esterno, $D_e=20,3$ cm
 spessore parete, $t_w=1$ cm
dati sezione metallica
 area della sezione, $A=60,633$ cm²
 momento d'inerzia elastico della sezione rispetto all'asse y, $I_y=2830,715$ cm⁴
 modulo di resistenza elastico rispetto all'asse y, $W_y=278,888$ cm³
 modulo di resistenza plastico rispetto all'asse y, $W_{ply}=372,823$ cm³
 Classe della sezione = 1

DATI GEOTECNICI TERRENI (valori caratteristici)

Strato n° 1-strato 1 RIPORTO

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio denato, $F_i'=22^\circ$
 coesione drenata, $c'=0$ kN/mq
 angolo di attrito paratia-terreno lato spinta attiva, $\delta_{a}=11^\circ$
 angolo di attrito paratia-terreno lato spinta passiva, $\delta_{p}=11^\circ$
 grado di sovraconsolidazione, $OCR=1$
 comportamento a breve termine: drenato

Strato n° 2-strato 2 REGOLITE

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio denato, $F_i'=28^\circ$
 coesione drenata, $c'=0$ kN/mq
 angolo di attrito paratia-terreno lato spinta attiva, $\delta_{a}=14^\circ$
 angolo di attrito paratia-terreno lato spinta passiva, $\delta_{p}=14^\circ$
 grado di sovraconsolidazione, $OCR=1$
 comportamento a breve termine: drenato

Strato n° 3-strato 3 ROCCIA

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio denato, $F_i'=32^\circ$
 coesione drenata, $c'=0$ kN/mq
 angolo di attrito paratia-terreno lato spinta attiva, $\delta_{a}=16^\circ$
 angolo di attrito paratia-terreno lato spinta passiva, $\delta_{p}=16^\circ$
 grado di sovraconsolidazione, $OCR=1$
 comportamento a breve termine: drenato

DATI GEOTECNICI AL CONTATTO TERRENI-PARATIA

Strato n° 1 - strato 1 RIPORTO

adesione al contatto paratia-terreno, $a=0$ kN/mq
 coefficiente di attrito fra paratia e terreno, $m=0,36$
 coeff. empirico k che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. verticale, $k=0,7$

Strato n° 2 - strato 2 REGOLITE

adesione al contatto paratia-terreno, $a=0$ kN/mq
 coefficiente di attrito fra paratia e terreno, $m=0,36$
 coeff. empirico k che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. verticale, $k=1$

Strato n° 3 - strato 3 ROCCIA

adesione al contatto paratia-terreno, $a=0$ kN/mq
 coefficiente di attrito fra paratia e terreno, $m=0,36$
 coeff. empirico k che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. verticale, $k=2$

DATI MATERIALI COSTITUENTI LA PARATIA

peso dell'unità di volume del materiale, $g_{mat}=78,50$ kN/mc
 tipo di acciaio micropalo: S 275
 Classe calcestruzzo micropalo = C25/30
 resistenza caratteristica cubica a compressione, $R_{ck}=30$ N/mm²
 modulo di elasticità longitudinale acciaio, $E_s=210.000$ N/mm²
 modulo di elasticità longitudinale cls, $E_c=31.447$ N/mm²
 coefficiente di omogeneizzazione, $n=E_s/E_c=6,68$
 peso dell'unità dell'armatura metallica, $g_{acc}=78,50$ kN/mc
 tensione caratteristica di rottura acciaio, $f_{tk}=430$ N/mm²
 tensione caratteristica di snervamento acciaio, $f_{yk}=275$ N/mm²
 coeff. parziale di sicurezza per il calcolo della resistenza delle sezioni di acciaio di classe 1-2-3-4, $g_{M0}=1,05$
 coeff. parziale di sicurezza per il calcolo della resistenza all'instabilità delle membrature, $g_{M1}=1,05$
 coeff. parziale di sicurezza per il calcolo della resistenza di sezioni tese indebolite da fori, $g_{M2}=1,25$
 tensione di snervamento di progetto dell'acciaio, $f_{yd}=f_{yk}/g_{M0}=262$ N/mm²
 Area e inerzia del micropalo data dall'acciaio e dal cls interno omogeneizzato

DATI MATERIALI COSTITUENTI IL CORDOLO/TRAVE DI TESTA IN C.A.

peso dell'unità di volume del materiale, $g_{mat}=24,00$ kN/mc

Calcestruzzo

Classe = C25/30

resistenza caratteristica cubica a compressione, $R_{ck}=30$ N/mm²
 modulo di elasticità longitudinale, $E_c=31.447$ N/mm²
 coeff. parziale di sicurezza = 1,5
 resistenza media a compressione cilindrica, $f_{cm}=32,9$ N/mm²
 resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 gg, $f_{ck}=24,9$ N/mm²
 resistenza di progetto a compressione, $f_{cd}=14,11$ N/mm²
 resistenza media a trazione, $f_{ctm}=2,56$ N/mm²
 resistenza caratteristica a trazione, $f_{ctk}=1,79$ N/mm²
 resistenza di progetto a trazione, $f_{ctd}=1,19$ N/mm²

Acciaio

tipo di acciaio: B450C
 modulo di elasticità longitudinale, $E_s=210.000$ N/mm²
 coeff. parziale di sicurezza = 1,15
 tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}=450,00$ N/mm²
 resistenza di progetto dell'acciaio, $f_{yd}=391,30$ N/mm²

FORME DI CARICO

F_{av}/S_{fav} = a favore di sicurezza/a sfavore di sicurezza

Y_0 = coefficiente di combinazione "raro" (per forme di carico di tipo variabile)

Y_1 = coefficiente di combinazione "frequente" (per forme di carico di tipo variabile)

Y_2 = coefficiente di combinazione "quasi permanente" (per forme di carico di tipo variabile)

Nome	Tipologia	Fav/Sfav	Y0	Y1	Y2
PERM_1	permanente	favorevole			
VAR_1	variabile		0,7	0,7	0,6

SOVRACCARICHI UNIFORMI SUI TERRENI DI MONTE E DI VALLE**Terreno di monte**

Forma di carico	q (kN/mq)
PERM_1	5
VAR_1	4

Terreno di valle

nessun sovraccarico uniforme presente

AZIONE SISMICA

Il sito di costruzione ricade sulla penisola o nelle isole di Sicilia, Ischia, Procida, Capri

Localizzazione: Longitudine(°)=9,97; Latitudine(°)=45,7933

Categoria di sottosuolo = B

Categoria topografica = T2

massimo spostamento permanente che l'opera può tollerare senza riduzione di resistenza, $u_s=0$ mAccelerazione di gravità, $g=9,81$ m/s²**COMBINAZIONI DI CARICO SLU****Combinazioni fondamentali SLU-F (assenza di sisma)**

Azioni permanenti G:

- peso proprio elementi strutturali (paratia)
- peso proprio terreno
- peso proprio elementi non strutturali
- sovraccarichi permanente nel terreno di monte e/o di valle
- carichi concentrati permanenti sulla paratia
- carichi distribuiti permanenti sulla paratia
- spinte del terreno

Azioni variabili Q:

- sovraccarico saltuario nel terreni di monte e/o di valle (es. derivante da traffico veicolare)
- spinta dovuta al sovraccarico saltuario
- carichi concentrati saltuari sulla paratia
- carichi distribuiti saltuari sulla paratia

Combinazioni Sismiche SLU-S

Azione sismica E

Azioni permanenti G

Azioni variabili Q (con coeff. riduttivo di combinazione)

Nome *Forme di carico e coefficienti di combinazione*

COMB. 1 (SLU-F)	E	PERM_1	VAR_1
	0	1	0
COMB. 2 (SLU-F)	E	PERM_1	VAR_1
	0	1	1
COMB. 3 (SLU-S)	E	PERM_1	VAR_1
	1	1	0
COMB. 4 (SLU-S)	E	PERM_1	VAR_1
	1	1	0,6

COMBINAZIONI DI CARICO SLE

Nome Forme di carico e coefficienti di combinazione

COMB. 1				
SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Permane nte	0	1	0
COMB. 2				
SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Rara	0	1	1
COMB. 3				
SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Frequent e	0	1	0,7
COMB. 4				
SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Quasi permane nte	0	1	0,6
COMB. 5				
SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Sismica	1	1	0
COMB. 6				
SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Sismica	1	1	0,6

DATI DI PROGETTO ARMATURA CORDOLI IN C.A. DI TESTA E/O IN CORRISP. DEI TIRANTI

diametro tondini = 20 mm

copriferro = 3 cm

diametro armatura trasversale (staffe), dst=12 mm

numero di braccia delle staffe = 2

ALTRE IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

Ipotesi di paratia rigida nella verifica alla rotazione attorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido)

PARAMETRI SISMICI PER IL SITO DI COSTRUZIONE

Nodi della maglia elementare del reticolo sismico che contiene il sito di costruzione

Nodo	ID	Dist (km)
1	10717	8,2
2	10718	4,6
3	10940	1,7
4	10939	6,8

Nel caso di sito non coincidente con uno dei nodi del reticolo sismico, i parametri sismici sono ottenuti per interpolazione con quelli dei quattro nodi sopra indicati della maglia elementare che contiene il sito

Tr (anni)	ag (m/s ²)	ag/g	Fo	Tc* (s)
30	0,321	0,033	2,452	0,2
50	0,408	0,042	2,477	0,217
72	0,488	0,05	2,449	0,23
101	0,565	0,058	2,468	0,247
140	0,653	0,067	2,459	0,26
201	0,76	0,077	2,459	0,268

475	1,066	0,109	2,453	0,28
975	1,377	0,14	2,488	0,29
2475	1,863	0,19	2,524	0,3

Periodo di riferimento, $V_r = 50$ anni

coeff. di amplificazione topografica, $S_t = 1,2$

Verifiche agli SLU (Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, $P_{vr}=10\%$

Tempo di ritorno, $T_r=475$ anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridotto ed orizz, $a_g=1,066 \text{ m/s}^2$

parametro $F_o = 2,453$

coeff. di amplificazione stratigrafica, $S_s=1,2$

acc. orizz. max attesa al sito, $a_{max}=1,535 \text{ m/s}^2$

coefficiente alfa di riduzione dell'accel. massima in funzione della deformabilità dei terreni = 1

coefficiente alfa per la valutazione delle spinte passive = 1

coefficiente beta di riduzione dell'accel. massima in funzione della duttilità del sistema = 1

coefficiente sismico orizzontale (per spinta attiva), $Ch=15,652\%$

coefficiente sismico verticale, $C_v=0\%$

coeff. sismico orizzontale per la verifica di stabilità globale, $Ch_p=5,948\%$

coeff. sismico verticale per la verifica di stabilità globale, $C_v_p=2,974\%$

Verifiche agli SLE (Stato Limite di Danno - SLD)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, $P_{vr}=63\%$

Tempo di ritorno, $T_r=50$ anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridotto ed orizz, $a_g=0,408 \text{ m/s}^2$

parametro $F_o = 2,477$

coeff. di amplificazione stratigrafica, $S_s=1,2$

acc. orizz. max attesa al sito, $a_{max}=0,588 \text{ m/s}^2$

coefficiente alfa di riduzione dell'accel. massima in funzione della deformabilità dei terreni = 1

coefficiente alfa per la valutazione delle spinte passive = 1

coefficiente beta di riduzione dell'accel. massima in funzione della duttilità del sistema = 1

coefficiente sismico orizzontale (per spinta attiva) = $5,99\%$

coefficiente sismico verticale = 0%

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

COMB. 1 (SLU-F)

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=5,00 \text{ kN/mq}$

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00 \text{ kN/mq}$

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=17,91 (^\circ)$

coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=8,84 (^\circ)$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=8,84 (^\circ)$

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=23,04$ (°)
 coesione drenata, $c'_{d}=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11,28$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11,28$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=26,56$ (°)
 coesione drenata, $c'_{d}=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=12,92$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=12,92$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,485147$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,692445$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=2,340435$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=2,340435$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,347093$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,347093$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,916292$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,916292$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,397202$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,608573$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=3,12567$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=3,12567$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,289046$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,304286$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,863465$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,863465$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,346082$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,552861$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=3,880495$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=3,880495$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,255383$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,276431$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,820848$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,820848$

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $D_r=7,408$ m
 Profondità di infissione paratia, $D=7,6$ m
 n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 15
 errore equazione di equilibrio alla rotazione = $0,01$ kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_inf
1	0,00	1	5,00	0,00	2,40	
ss	7,00	1	113,50	0,00	54,41	44,21
2	8,91	2	149,06	0,00	58,06	456,90
3	9,10	2	152,64	0,00	467,89	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_inf
11	1,50	1	0,00	0,00	0,00	
ss	7,00	1	85,25	0,00	77,19	72,19
12	8,91	2	120,81	0,00	102,30	34,24
13	9,10	2	124,39	0,00	35,26	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratiaSpinta di monte, $S_m=385,28$ kN/mSpinta di valle, $S_v=385,36$ kN/mbraccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=2,64$ mbraccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=2,639$ m**SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA****Sovraccarichi di progetto sui terrapieni**Terreno di monte, $q_{1d}=5,00$ kN/mqTerreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq**Parametri geotecnici di progetto****strato 1**peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mqangolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11$ (°)angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11$ (°)**strato 2**peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mqangolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=14$ (°)angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=14$ (°)**strato 3**peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mqangolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=16$ (°)angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=16$ (°)**Coefficienti di spinta****strato 1**

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,413164$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,625393$

coeff. di spinta passiva, $K_p=2,958192$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=2,958192$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,299312$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,312697$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,87576$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,87576$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,32638$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,530528$

coeff. di spinta passiva, $K_p=4,325139$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=4,325139$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,242092$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,265264$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,803463$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,803463$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,27815$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,470081$

coeff. di spinta passiva, $K_p=5,774832$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=5,774832$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,209935$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,23504$

coeff. di spinta passiva, $K_p=1,103262$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=1,103262$

Caratteristiche di sollecitazione per metro lineare di paratia

N_x e T_z in kN/m, M_y in kN*m/m

x (m)	N_x	T_z	M_y
0	0	0	0
0,08	-0,6	-0,22	-0,01
0,15	-1,21	-0,49	-0,03
0,22	-1,81	-0,8	-0,08
0,3	-2,42	-1,16	-0,16
0,38	-3,02	-1,56	-0,26
0,45	-3,63	-2,01	-0,39
0,52	-4,23	-2,51	-0,56
0,6	-4,83	-3,05	-0,77
0,68	-5,44	-3,64	-1,02
0,75	-6,04	-4,28	-1,32
0,82	-6,65	-4,96	-1,66
0,9	-7,25	-5,68	-2,06
0,98	-7,86	-6,45	-2,52
1,05	-8,46	-7,27	-3,03
1,12	-9,07	-8,14	-3,61
1,2	-9,67	-9,05	-4,25

1,27	-10,27	-10	-4,97
1,35	-10,88	-11,01	-5,75
1,42	-11,48	-12,05	-6,62
1,5	-12,09	-13,15	-7,56
1,8	-14,49	-17,27	-12,12
2,1	-16,9	-20,76	-17,82
2,4	-19,31	-23,59	-24,46
2,69	-21,72	-25,78	-31,85
2,99	-24,12	-27,32	-39,8
3,29	-26,53	-28,22	-48,11
3,59	-28,94	-28,46	-56,59
3,89	-31,35	-28,07	-65,05
4,19	-33,75	-27,03	-73,3
4,49	-36,16	-25,34	-81,14
4,79	-38,57	-23	-88,37
5,08	-40,98	-20,02	-94,81
5,38	-43,38	-16,39	-100,27
5,68	-45,79	-12,12	-104,54
5,98	-48,2	-7,2	-107,45
6,28	-50,61	-1,63	-108,78
6,58	-53,01	4,58	-108,36
6,88	-55,42	11,44	-105,98
7,18	-57,83	19,89	-101,37
7,47	-60,24	29,79	-93,97
7,77	-62,64	40,5	-83,49
8,07	-65,05	52,02	-69,69
8,37	-67,46	64,36	-52,33
8,67	-69,87	77,52	-31,15
8,97	-72,27	91,49	-5,93
8,97	-72,27	91,49	-5,93
8,98	-72,38	82,42	-4,79
8,99	-72,48	73,33	-3,77
9,01	-72,59	64,22	-2,87
9,02	-72,7	55,1	-2,08
9,03	-72,8	45,97	-1,42
9,05	-72,91	36,82	-0,88
9,06	-73,01	27,66	-0,46
9,07	-73,12	18,48	-0,15
9,09	-73,22	9,29	0,03
9,1	-73,33	0,08	0,09

VERIFICA AL CARICO LIMITE VERTICALE

Parametri geotecnici di progetto

coesione = 0,00 kN/mq

angolo di resistenza al taglio = 28°

Resistenza alla punta

fattore N_q (Berezantzev) = 10,729

fattore N_c = 18,3

tensione litostatica verticale totale alla profondità L , $s_{VL}=152,64$ kN/mq

pressione neutra alla profondità L , $u_L=0,00$ kN/mq

tensione litostatica verticale efficace alla profondità L , $s'_{VL}=152,64$ kN/mq

Resistenza unitaria alla punta, $p=1.637,73 \text{ kN/mq}$

Resistenza alla punta, $P_{\max}=129,32 \text{ kN}$

Resistenza laterale

Resistenza laterale, $S_{\max}=319,52 \text{ kN}$

Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio) = $129,32 \text{ kN}$

Resistenza alla punta (valore minimo) = $129,32 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore medio) = $319,52 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore minimo) = $319,52 \text{ kN}$

Fattore di correlazione, $\chi_3=1,7$

Fattore di correlazione, $\chi_4=1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico) = $76,07 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore caratteristico) = $187,95 \text{ kN}$

Resistenza alla punta di progetto, $P_{\max_d}=66,15 \text{ kN}$

Resistenza laterale di progetto, $S_{\max_d}=163,44 \text{ kN}$

Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{\lim_d} = P_{\max_d} + S_{\max_d} = 229,59 \text{ kN}$

Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{\lim_t_d} = S_{\max_d} = 163,44 \text{ kN}$

Azione di progetto

$E_d = 73,33 \text{ kN}$

Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione

Verifica soddisfatta: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $Q_{\lim_d}/E_d=3,13$

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $\phi_d=17,91 (^{\circ})$

coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $\phi_d=23,04 (^{\circ})$

coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $\phi_d=26,56 (^{\circ})$

coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$

Parametri di calcolo

n° di cerchi analizzati = 10

Metodo utilizzato: Bishop

Cerchio critico

Coordinate centro e raggio: $X \text{ (m)} = 0$ $Y \text{ (m)} = -7,44$ $R_c \text{ (m)} = 16,64$

Simbologia adottata

W_t = peso del concio (kN)

W_q = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)

α =angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq)

DX = larghezza lungo X del concio (m)

F_{sh} = forza sismica orizzontale sul concio (kN)

B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura (m)

Fsv = forza sismica verticale sul concio (kN)

N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	9,29	0	-30,48	0	1	0	14,04	0	11,79	1,72
2	27,68	0	-26,56	0	1	0	14,02	0	34,23	6,55
3	45,13	0	-22,78	0	1	0	13,96	0	53,23	10,19
4	61,16	0	-19,09	0	1	0	13,86	0	69,31	13,27
5	75,86	0	-15,49	0	1	0	13,73	0	83,13	15,92
6	89,31	0	-11,95	0	1	0	13,56	0	95,14	18,22
7	101,57	0	-8,46	0	1	0	13,37	0	105,69	20,24
8	112,67	0	-4,99	0	1	0	13,14	0	115,03	22,03
9	122,65	0	-1,55	0	1	0	12,88	0	216,83	41,52
10	6,93	0	0,26	0	0,05	0	12,38	0	6,92	1,33
11	137,86	4,62	1,94	0	0,92	0	12,03	0	141,64	27,13
12	136,88	4,62	5,13	0	0,92	0	12	0	139,67	26,75
13	135	4,62	8,33	0	0,92	0	11,95	0	137,26	26,29
14	132,21	4,62	11,56	0	0,92	0	11,86	0	134,4	25,74
15	128,47	4,62	14,83	0	0,92	0	11,76	0	131,03	25,09
16	123,76	4,62	18,15	0	0,92	0	11,62	0	127,12	24,34
17	118,01	4,62	21,54	0	0,92	0	11,45	0	122,57	23,47
18	111,16	4,62	25,01	0	0,92	0	11,25	0	117,28	22,46
19	103,24	4,62	28,57	0	0,92	0	11,02	0	111,22	21,3
20	94,85	4,62	32,27	0	0,92	0	10,75	0	107,74	15,68
21	85,85	4,62	36,12	0	0,92	0	10,44	0	101,24	14,73
22	75,44	4,62	40,17	0	0,92	0	10,07	0	93,31	13,58
23	63,36	4,62	44,48	0	0,92	0	9,66	0	83,36	12,13
24	49,21	4,62	49,15	0	0,92	0	9,17	0	70,44	10,25
25	32,35	4,62	54,31	0	0,92	0	8,6	0	52,69	7,67
26	11,57	4,62	60,24	0	0,92	0	7,97	0	26	3,78

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, L=27,85 m

Momento resistente, M_resist=16.679,59 kN*m

Momento instabilizzante, M_instab=7.509,44 kN*m

Coefficiente di sicurezza del pendio = M_resist/M_instab = 2,221

n° iterazioni di calcolo = 4

Verifica soddisfatta

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A, Npl_Rd=1.588,01 kN

Area resistente al taglio della sezione lungo z, Avz=38,60 cm²

Resistenza di progetto a taglio lungo z, Vcz_Rd=583,68 kN

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, Mely_Rd=73,04 kN*m

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, Mply_Rd=97,64 kN*m

tensione di snervamento di progetto, fyd=262 N/mm²

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	0	0			
0,08	-0,24	-0,09	0			
0,15	-0,48	-0,19	-0,01			

0,22	-0,72	-0,32	-0,03		
0,3	-0,96	-0,46	-0,06		
0,38	-1,2	-0,62	-0,1		
0,45	-1,44	-0,8	-0,16		
0,52	-1,68	-1	-0,22	1,1	Si
0,6	-1,92	-1,21	-0,31	1,4	Si
0,68	-2,16	-1,45	-0,41	1,8	Si
0,75	-2,4	-1,7	-0,53	2,3	Si
0,82	-2,65	-1,97	-0,66	2,8	Si
0,9	-2,88	-2,26	-0,82	3,4	Si
0,98	-3,13	-2,57	-1	4,1	Si
1,05	-3,37	-2,89	-1,21	4,9	Si
1,12	-3,61	-3,24	-1,44	5,7	Si
1,2	-3,85	-3,6	-1,69	6,7	Si
1,27	-4,09	-3,98	-1,98	7,8	Si
1,35	-4,33	-4,38	-2,29	8,9	Si
1,42	-4,57	-4,79	-2,63	10,2	Si
1,5	-4,81	-5,23	-3,01	11,6	Si
1,8	-5,76	-6,87	-4,82	18,2	Si
2,1	-6,72	-8,26	-7,09	26,5	Si
2,4	-7,68	-9,39	-9,73	36,2	Si
2,69	-8,64	-10,26	-12,67	46,9	Si
2,99	-9,6	-10,87	-15,83	58,4	Si
3,29	-10,55	-11,23	-19,14	70,4	Si
3,59	-11,51	-11,32	-22,51	82,6	Si
3,89	-12,47	-11,17	-25,88	94,9	Si
4,19	-13,43	-10,75	-29,16	106,8	Si
4,49	-14,39	-10,08	-32,28	118,1	Si
4,79	-15,35	-9,15	-35,16	128,6	Si
5,08	-16,3	-7,96	-37,72	137,9	Si
5,38	-17,26	-6,52	-39,89	145,9	Si
5,68	-18,22	-4,82	-41,59	152,1	Si
5,98	-19,18	-2,86	-42,75	156,4	Si
6,28	-20,14	-0,65	-43,28	158,5	Si
6,58	-21,09	1,82	-43,11	158,1	Si
6,88	-22,05	4,55	-42,16	154,8	Si
7,18	-23,01	7,91	-40,33	148,4	Si
7,47	-23,97	11,85	-37,39	138	Si
7,77	-24,92	16,11	-33,22	123,2	Si
8,07	-25,88	20,7	-27,73	103,7	Si
8,37	-26,84	25,61	-20,82	79,1	Si
8,67	-27,8	30,84	-12,39	49	Si
8,97	-28,75	36,4	-2,36	20,3	Si
8,97	-28,75	36,4	-2,36	20,3	Si
8,98	-28,8	32,79	-1,91	18,4	Si
8,99	-28,84	29,17	-1,5	16,5	Si
9,01	-28,88	25,55	-1,14	14,7	Si
9,02	-28,92	21,92	-0,83	12,8	Si
9,03	-28,96	18,29	-0,56	11	Si
9,05	-29,01	14,65	-0,35	9,3	Si
9,06	-29,05	11	-0,18	7,7	Si
9,07	-29,09	7,35	-0,06	6,2	Si

9,09	-29,13	3,7	0,01	5,2	Si
9,1	-29,17	0,03	0,04	4,9	Si

COMB. 2 (SLU-F)

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q1d=10,20$ kN/mq

Terreno di valle, $q2d=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=17,91$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=8,84$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=8,84$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=23,04$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=11,28$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=11,28$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=26,56$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=12,92$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=12,92$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,485147$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,692445$

coeff. di spinta passiva, $Kp=2,340435$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=2,340435$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,347093$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,347093$

coeff. di spinta passiva, $Kp=0,916292$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=0,916292$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,397202$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,608573$

coeff. di spinta passiva, $Kp=3,12567$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=3,12567$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,289046$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,304286$

coeff. di spinta passiva, $Kp=0,863465$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,863465$
strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,346082$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,552861$

coeff. di spinta passiva, $K_p=3,880495$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=3,880495$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,255383$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,276431$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,820848$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,820848$

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $D_r=8,519$ m

Profondità di infissione paratia, $D=8,698$ m

n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 15

errore equazione di equilibrio alla rotazione = -0,03 kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_ inf
1	0,00	1	10,20	0,00	4,89	
ss	7,00	1	118,70	0,00	56,90	46,24
ss	10,00	2	174,62	0,00	68,02	58,90
2	10,02	3	175,03	0,00	59,04	662,00
3	10,20	3	178,79	0,00	676,22	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_ inf
11	1,50	1	0,00	0,00	0,00	
ss	7,00	1	85,25	0,00	77,19	72,19
ss	10,00	2	141,17	0,00	119,54	112,95
12	10,02	3	141,58	0,00	113,27	35,24
13	10,20	3	145,34	0,00	36,18	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=508,55$ kN/m

Spinta di valle, $S_v=508,45$ kN/m

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=2,993$ m

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=2,993$ m

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=9,62$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50 \text{ kN/mc}$
 angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=22 (^{\circ})$
 coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=11 (^{\circ})$
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=11 (^{\circ})$

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64 \text{ kN/mc}$
 angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=28 (^{\circ})$
 coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=14 (^{\circ})$
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=14 (^{\circ})$

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00 \text{ kN/mc}$
 angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=32 (^{\circ})$
 coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=16 (^{\circ})$
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=16 (^{\circ})$

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,413164$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,625393$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=2,958192$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=2,958192$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,299312$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,312697$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=0,87576$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=0,87576$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,32638$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,530528$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=4,325139$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=4,325139$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,242092$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,265264$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=0,803463$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=0,803463$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,27815$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,470081$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=5,774832$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=5,774832$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,209935$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,23504$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=1,103262$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=1,103262$

Caratteristiche di sollecitazione per metro lineare di paratia

Nx e Tz in kN/m, My in kN*m/m

x (m)	Nx	Tz	My
0	0	0	0
0,08	-0,6	-0,4	-0,01
0,15	-1,21	-0,85	-0,06
0,22	-1,81	-1,35	-0,14
0,3	-2,42	-1,89	-0,26
0,38	-3,02	-2,48	-0,43
0,45	-3,63	-3,11	-0,64
0,52	-4,23	-3,79	-0,9
0,6	-4,83	-4,51	-1,21
0,68	-5,44	-5,28	-1,57
0,75	-6,04	-6,1	-2
0,82	-6,65	-6,96	-2,49
0,9	-7,25	-7,87	-3,05
0,98	-7,86	-8,83	-3,67
1,05	-8,46	-9,83	-4,37
1,12	-9,07	-10,87	-5,15
1,2	-9,67	-11,97	-6
1,27	-10,27	-13,11	-6,94
1,35	-10,88	-14,29	-7,97
1,42	-11,48	-15,52	-9,09
1,5	-12,09	-16,8	-10,3
1,84	-14,85	-22,33	-17,04
2,19	-17,62	-27,02	-25,53
2,53	-20,39	-30,88	-35,5
2,87	-23,15	-33,9	-46,64
3,22	-25,92	-36,08	-58,67
3,56	-28,68	-37,43	-71,31
3,9	-31,45	-37,95	-84,28
4,25	-34,22	-37,62	-97,27
4,59	-36,98	-36,46	-110,01
4,93	-39,75	-34,46	-122,2
5,28	-42,51	-31,63	-133,57
5,62	-45,28	-27,96	-143,82
5,96	-48,05	-23,45	-152,67
6,31	-50,81	-18,11	-159,83
6,65	-53,58	-11,93	-165,01
6,99	-56,35	-4,92	-167,93
7,34	-59,11	4,99	-167,95
7,68	-61,88	16,01	-164,38
8,02	-64,64	28,08	-156,84
8,37	-67,41	41,21	-144,98
8,71	-70,18	55,4	-128,43
9,05	-72,94	70,65	-106,83
9,4	-75,71	86,95	-79,81
9,74	-78,47	104,31	-47,01
10,08	-81,24	127,38	-7,88
10,08	-81,24	127,38	-7,88
10,09	-81,33	114,75	-6,47

10,1	-81,43	102,1	-5,2
10,12	-81,52	89,43	-4,08
10,13	-81,62	76,74	-3,11
10,14	-81,71	64,03	-2,29
10,15	-81,81	51,31	-1,62
10,16	-81,9	38,57	-1,09
10,18	-81,99	25,81	-0,72
10,19	-82,09	13,04	-0,49
10,2	-82,18	0,25	-0,41

VERIFICA AL CARICO LIMITE VERTICALE

Parametri geotecnici di progetto

coesione = 0,00 kN/mq

angolo di resistenza al taglio = 32°

Resistenza alla punta

fattore Nq (Berezantzev) = 24,652

fattore Nc = 37,85

tensione litostatica verticale totale alla profondità L, $s_{VL}=179,58$ kN/mq

pressione neutra alla profondità L, $u_L=0,00$ kN/mq

tensione litostatica verticale efficace alla profondità L, $s'_{VL}=179,58$ kN/mq

Resistenza unitaria alla punta, $p=4.427,00$ kN/mq

Resistenza alla punta, $P_{max}=349,58$ kN

Resistenza laterale

Resistenza laterale, $S_{max}=462,73$ kN

Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio) = 349,58 kN

Resistenza alla punta (valore minimo) = 349,58 kN

Resistenza laterale (valore medio) = 462,73 kN

Resistenza laterale (valore minimo) = 462,73 kN

Fattore di correlazione, $\alpha_3=1,7$

Fattore di correlazione, $\alpha_4=1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico) = 205,63 kN

Resistenza laterale (valore caratteristico) = 272,19 kN

Resistenza alla punta di progetto, $P_{max_d}=178,81$ kN

Resistenza laterale di progetto, $S_{max_d}=236,69$ kN

Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{lim_d} = P_{max_d} + S_{max_d} = 415,50$ kN

Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{limt_d} = S_{max_d} = 236,69$ kN

Azione di progetto

$E_d = 82,18$ kN

Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione

Verifica soddisfatta: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $Q_{lim_d}/E_d=5,06$

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $\phi_d=17,91$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

strato 2peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $Fi_d=23,04$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mqstrato 3peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $Fi_d=26,56$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq**Parametri di calcolo**

n° di cerchi analizzati = 10

Metodo utilizzato: Bishop

Cerchio critico

Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -8,22 Rc (m)= 18,52

Simbologia adottata

Wt = peso del concio (kN)

Wq = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)

alfa=angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq)

DX = larghezza lungo X del concio (m)

Fsh = forza sismica orizzontale sul concio (kN)

B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura (m)

Fsv = forza sismica verticale sul concio (kN)

N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	11,43	0	-31,29	0	1,02	0	15,52	0	15,01	2,69
2	31,6	0	-27,67	0	1,02	0	15,51	0	39,38	7,06
3	50,25	0	-24,17	0	1,02	0	15,47	0	59,9	10,73
4	67,5	0	-20,76	0	1,02	0	15,38	0	77,45	13,88
5	83,45	0	-17,43	0	1,02	0	15,27	0	92,68	16,61
6	98,18	0	-14,16	0	1,02	0	15,12	0	106,04	19
7	111,8	0	-10,93	0	1,02	0	14,94	0	117,95	21,13
8	124,47	0	-7,74	0	1,02	0	14,73	0	129,32	27,23
9	136,08	0	-4,57	0	1,02	0	14,49	0	138,85	29,24
10	146,48	0	-1,42	0	1,02	0	14,22	0	240,79	50,7
11	7,99	0	0,23	0	0,05	0	13,72	0	7,98	1,68
12	187,29	11,22	2,01	0	1,1	0	13,36	0	197,17	41,52
13	185,64	11,22	5,42	0	1,1	0	13,33	0	193,87	40,82
14	182,48	11,22	8,85	0	1,1	0	13,26	0	189,81	39,97
15	178,06	11,22	12,32	0	1,1	0	13,16	0	186,44	33,4
16	172,4	11,22	15,83	0	1,1	0	13,02	0	181,63	32,54
17	165,23	11,22	19,4	0	1,1	0	12,84	0	175,97	31,53
18	156,47	11,22	23,05	0	1,1	0	12,63	0	169,32	30,34
19	145,97	11,22	26,81	0	1,1	0	12,38	0	161,5	28,94
20	133,59	11,22	30,69	0	1,1	0	12,07	0	152,2	27,27
21	119,76	11,22	34,74	0	1,1	0	11,72	0	145,63	19,83
22	105,03	11,22	39	0	1,1	0	11,31	0	134,72	18,34
23	88,53	11,22	43,53	0	1,1	0	10,83	0	121,83	16,59
24	69,05	11,22	48,45	0	1,1	0	10,27	0	104,89	14,28
25	45,61	11,22	53,9	0	1,1	0	9,6	0	81,28	11,07
26	16,38	11,22	60,21	0	1,1	0	8,87	0	44,88	6,11

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, L=31,29 m

Momento resistente, $M_{resist}=26.055,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento instabilizzante, $M_{instab}=10.975,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Coefficiente di sicurezza del pendio = $M_{resist}/M_{instab} = 2,374$

n° iterazioni di calcolo = 4

Verifica soddisfatta

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A, $N_{pl_Rd}=1.588,01 \text{ kN}$

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Avz=38,60 \text{ cm}^2$

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $V_{cz_Rd}=583,68 \text{ kN}$

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $M_{ely_Rd}=73,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $M_{ply_Rd}=97,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=262 \text{ N/mm}^2$

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	0	0			
0,08	-0,24	-0,16	0			
0,15	-0,48	-0,34	-0,02			
0,22	-0,72	-0,54	-0,06			
0,3	-0,96	-0,75	-0,1			
0,38	-1,2	-0,99	-0,17			
0,45	-1,44	-1,24	-0,25			
0,52	-1,68	-1,51	-0,36	1,6		Si
0,6	-1,92	-1,79	-0,48	2		Si
0,68	-2,16	-2,1	-0,62	2,6		Si
0,75	-2,4	-2,43	-0,8	3,2		Si
0,82	-2,65	-2,77	-0,99	4		Si
0,9	-2,88	-3,13	-1,21	4,8		Si
0,98	-3,13	-3,51	-1,46	5,8		Si
1,05	-3,37	-3,91	-1,74	6,8		Si
1,12	-3,61	-4,32	-2,05	7,9		Si
1,2	-3,85	-4,76	-2,39	9,2		Si
1,27	-4,09	-5,22	-2,76	10,6		Si
1,35	-4,33	-5,69	-3,17	12,1		Si
1,42	-4,57	-6,17	-3,62	13,7		Si
1,5	-4,81	-6,68	-4,1	15,5		Si
1,84	-5,91	-8,88	-6,78	25,3		Si
2,19	-7,01	-10,75	-10,16	37,6		Si
2,53	-8,11	-12,29	-14,12	52		Si
2,87	-9,21	-13,49	-18,56	68,1		Si
3,22	-10,31	-14,35	-23,34	85,4		Si
3,56	-11,41	-14,89	-28,37	103,6		Si
3,9	-12,51	-15,1	-33,53	122,3		Si
4,25	-13,61	-14,97	-38,7	141		Si
4,59	-14,71	-14,51	-43,77	159,4		Si
4,93	-15,81	-13,71	-48,62	176,9		Si
5,28	-16,91	-12,58	-53,14	193,3		Si
5,62	-18,01	-11,12	-57,22	208,1		Si
5,96	-19,12	-9,33	-60,74	220,9		Si

6,31	-20,21	-7,21	-63,59	231,3	Si
6,65	-21,32	-4,75	-65,65	238,9	Si
6,99	-22,42	-1,96	-66,81	243,3	Si
7,34	-23,52	1,99	-66,82	243,5	Si
7,68	-24,62	6,37	-65,4	238,6	Si
8,02	-25,72	11,17	-62,4	228	Si
8,37	-26,82	16,4	-57,68	211,2	Si
8,71	-27,92	22,04	-51,1	187,8	Si
9,05	-29,02	28,11	-42,5	157,2	Si
9,4	-30,12	34,59	-31,75	118,8	Si
9,74	-31,22	41,5	-18,7	72,2	Si
10,08	-32,32	50,68	-3,14	28	Si
10,08	-32,32	50,68	-3,14	28	Si
10,09	-32,36	45,65	-2,57	25,4	Si
10,1	-32,4	40,62	-2,07	22,7	Si
10,12	-32,43	35,58	-1,62	20,1	Si
10,13	-32,47	30,53	-1,24	17,4	Si
10,14	-32,51	25,47	-0,91	14,8	Si
10,15	-32,55	20,41	-0,64	12,3	Si
10,16	-32,58	15,35	-0,43	9,9	Si
10,18	-32,62	10,27	-0,29	7,7	Si
10,19	-32,66	5,19	-0,19	6,1	Si
10,2	-32,7	0,1	-0,16	6	Si

COMB. 3 (SLU-S)

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=5,00$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=22$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=11$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=11$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=28$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=14$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=14$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=32$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=16$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=16$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,550128$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,625393$ coeff. di spinta passiva, $K_p=2,511569$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=2,511569$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,363494$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,363494$ coeff. di spinta passiva, $K_p=1,021088$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=1,021088$ **strato 2**

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,443332$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,530528$ coeff. di spinta passiva, $K_p=3,736182$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=3,736182$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,30406$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,30406$ coeff. di spinta passiva, $K_p=0,981041$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,981041$ **strato 3**

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,38446$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,470081$ coeff. di spinta passiva, $K_p=5,035196$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=5,035196$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,270021$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,270021$ coeff. di spinta passiva, $K_p=0,944038$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,944038$ **Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza**Profondità punto di rotazione, $D_r=7,551$ mProfondità di infissione paratia, $D=7,739$ m

n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 15

errore equazione di equilibrio alla rotazione = 0,05 kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_ inf
1	0,00	1	5,00	0,00	2,70	
ss	7,00	1	113,50	0,00	61,29	48,82
2	9,05	2	151,73	0,00	65,27	550,06
3	9,24	2	155,24	0,00	562,78	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_inf
11	1,50	1	0,00	0,00	0,00	
ss	7,00	1	85,25	0,00	85,45	81,15
12	9,05	2	123,48	0,00	117,54	36,43
13	9,24	2	126,99	0,00	37,47	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=445,74$ kN/m

Spinta di valle, $S_v=445,71$ kN/m

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=2,675$ m

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=2,675$ m

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=5,00$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=14$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=14$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=16$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=16$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,550128$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,625393$

coeff. di spinta passiva, $K_p=2,511569$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=2,511569$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,363494$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,363494$

coeff. di spinta passiva, $K_p=1,021088$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=1,021088$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,443332$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,530528$

coeff. di spinta passiva, $K_p=3,736182$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=3,736182$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,30406$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,30406$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,981041$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,981041$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,38446$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,470081$

coeff. di spinta passiva, $K_p=5,035196$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=5,035196$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,270021$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,270021$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,944038$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,944038$

Caratteristiche di sollecitazione per metro lineare di paratia

N_x e T_z in kN/m, M_y in kN*m/m

x (m)	N_x	T_z	M_y
0	0	0	0
0,08	-0,46	-0,23	-0,01
0,15	-0,93	-0,5	-0,04
0,22	-1,39	-0,82	-0,08
0,3	-1,86	-1,19	-0,16
0,38	-2,32	-1,6	-0,26
0,45	-2,79	-2,06	-0,4
0,52	-3,25	-2,57	-0,57
0,6	-3,72	-3,13	-0,79
0,68	-4,18	-3,73	-1,04
0,75	-4,65	-4,38	-1,35
0,82	-5,11	-5,08	-1,7
0,9	-5,58	-5,82	-2,11
0,98	-6,04	-6,61	-2,58
1,05	-6,51	-7,45	-3,1
1,12	-6,97	-8,33	-3,69
1,2	-7,44	-9,27	-4,35
1,27	-7,9	-10,25	-5,09
1,35	-8,37	-11,27	-5,89
1,42	-8,83	-12,35	-6,78
1,5	-9,3	-13,47	-7,75
1,8	-11,17	-17,75	-12,48
2,1	-13,04	-21,37	-18,4
2,41	-14,91	-24,35	-25,32
2,71	-16,79	-26,67	-33,04
3,01	-18,66	-28,33	-41,37
3,31	-20,53	-29,35	-50,09
3,61	-22,4	-29,7	-59,03

3,92	-24,28	-29,41	-67,97
4,22	-26,15	-28,46	-76,73
4,52	-28,02	-26,85	-85,1
4,82	-29,89	-24,6	-92,88
5,12	-31,77	-21,69	-99,89
5,43	-33,64	-18,12	-105,92
5,73	-35,51	-13,9	-110,77
6,03	-37,38	-9,03	-114,25
6,33	-39,25	-3,5	-116,16
6,63	-41,13	2,68	-116,3
6,94	-43	9,51	-114,48
7,24	-44,87	19,02	-110,25
7,54	-46,74	29,93	-102,88
7,84	-48,62	41,73	-92,08
8,14	-50,49	54,42	-77,58
8,45	-52,36	67,99	-59,12
8,75	-54,23	82,45	-36,42
9,05	-56,1	97,8	-9,22
9,05	-56,1	97,8	-9,22
9,07	-56,22	88,11	-7,47
9,09	-56,34	78,41	-5,9
9,11	-56,46	68,69	-4,52
9,13	-56,57	58,94	-3,32
9,15	-56,69	49,17	-2,3
9,16	-56,81	39,38	-1,47
9,18	-56,92	29,56	-0,82
9,2	-57,04	19,73	-0,35
9,22	-57,16	9,87	-0,07
9,24	-57,27	-0,01	0,02

VERIFICA AL CARICO LIMITE VERTICALE

Parametri geotecnici di progetto

coesione = 0,00 kN/mq

angolo di resistenza al taglio = 32°

Resistenza alla punta

fattore N_q (Berezantzev) = 24,652

fattore N_c = 37,85

tensione litostatica verticale totale alla profondità L , $s_{VL}=173,58$ kN/mq

pressione neutra alla profondità L , $u_L=0,00$ kN/mq

tensione litostatica verticale efficace alla profondità L , $s'_{VL}=173,58$ kN/mq

Resistenza unitaria alla punta, $p=4.279,08$ kN/mq

Resistenza alla punta, $P_{max}=337,90$ kN

Resistenza laterale

Resistenza laterale, $S_{max}=436,37$ kN

Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio) = 337,90 kN

Resistenza alla punta (valore minimo) = 337,90 kN

Resistenza laterale (valore medio) = 436,37 kN

Resistenza laterale (valore minimo) = 436,37 kN

Fattore di correlazione, $\chi_{si3}=1,7$

Fattore di correlazione, $\chi_{si4}=1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico) = 198,76 kN

Resistenza laterale (valore caratteristico) = 256,69 kN

Resistenza alla punta di progetto, $P_{max_d}=172,84$ kN

Resistenza laterale di progetto, $S_{max_d}=223,21$ kN

Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{lim_d} = P_{max_d} + S_{max_d} = 396,04$ kN

Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{limt_d} = S_{max_d} = 223,21$ kN

Azione di progetto

$E_d = 57,27$ kN

Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione

Verifica soddisfatta: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $Q_{lim_d}/E_d=6,92$

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22$ (°)

coesione drenata, $c'_{d}=0,00$ kN/mq

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)

coesione drenata, $c'_{d}=0,00$ kN/mq

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32$ (°)

coesione drenata, $c'_{d}=0,00$ kN/mq

Parametri di calcolo

n° di cerchi analizzati = 10

Metodo utilizzato: Bishop

condizione di sisma verticale più gravosa: dall'alto verso il basso

Cerchio critico

Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -17,18 R_c (m)= 26,52

Simbologia adottata

W_t = peso del concio (kN)

W_q = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)

α =angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq)

DX = larghezza lungo X del concio (m)

F_{sh} = forza sismica orizzontale sul concio (kN)

B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura (m)

F_{sv} = forza sismica verticale sul concio (kN)

N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

concio	W_t	W_q	α (°)	u	DX	F_{sh}	B	F_{sv}	N	T
1	14,64	0	-21,06	0	1,28	0,87	24,42	0,44	17,76	4,17
2	39,85	0	-18,13	0	1,28	2,37	24,29	1,19	46,78	10,98
3	63,58	0	-15,25	0	1,28	3,78	24,11	1,89	72,5	17,02
4	85,67	0	-12,41	0	1,28	5,1	23,9	2,55	95,25	22,36
5	106,19	0	-9,6	0	1,28	6,32	23,66	3,16	115,48	27,11
6	125,18	0	-6,81	0	1,28	7,44	23,38	3,72	133,56	31,36

7	142,66	0	-4,04	0	1,28	8,49	23,07	4,24	149,75	35,16
8	158,68	0	-1,27	0	1,28	9,44	22,73	4,72	257,78	60,52
9	7,06	0	0,16	0	0,05	0,42	22,2	0,21	7,26	1,71
10	179,55	5,91	1,49	0	1,18	11,03	21,7	5,52	189,88	44,58
11	178,28	5,91	4,05	0	1,18	10,96	21,67	5,48	187,04	43,91
12	175,85	5,91	6,62	0	1,18	10,81	21,61	5,41	183,42	43,06
13	172,22	5,91	9,2	0	1,18	10,59	21,53	5,3	179,02	42,03
14	167,39	5,91	11,8	0	1,18	10,31	21,42	5,15	173,79	40,8
15	161,32	5,91	14,42	0	1,18	9,95	21,28	4,97	167,68	39,37
16	153,96	5,91	17,08	0	1,18	9,51	21,12	4,75	160,63	37,71
17	145,27	5,91	19,77	0	1,18	8,99	20,92	4,5	152,56	35,82
18	135,18	5,91	22,51	0	1,18	8,39	20,69	4,2	143,33	33,65
19	124,53	5,91	25,31	0	1,18	7,76	20,43	3,88	137,02	24,44
20	113,48	5,91	28,17	0	1,18	7,1	20,13	3,55	127,3	22,71
21	101,13	5,91	31,11	0	1,18	6,37	19,79	3,18	116,23	20,74
22	87,24	5,91	34,15	0	1,18	5,54	19,42	2,77	103,39	18,44
23	71,63	5,91	37,3	0	1,18	4,61	19	2,31	88,37	15,76
24	54,09	5,91	40,58	0	1,18	3,57	18,53	1,78	70,57	12,59
25	34,32	5,91	44,04	0	1,18	2,39	18,01	1,2	49,16	8,77
26	11,92	5,91	47,72	0	1,18	1,06	17,47	0,53	22,82	4,07

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, $L=33,41$ m

Momento resistente, $M_{\text{resist}}=41.979,78$ kN*m

Momento instabilizzante, $M_{\text{instab}}=18.535,77$ kN*m

Coefficiente di sicurezza del pendio = $M_{\text{resist}}/M_{\text{instab}} = 2,265$

n° iterazioni di calcolo = 4

Verifica soddisfatta

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A, $N_{pl_Rd}=1.588,01$ kN

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Avz=38,60$ cm²

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $V_{cz_Rd}=583,68$ kN

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $M_{ely_Rd}=73,04$ kN*m

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $M_{ply_Rd}=97,64$ kN*m

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=262$ N/mm²

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	0	0			
0,08	-0,18	-0,09	0			
0,15	-0,37	-0,2	-0,02			
0,22	-0,55	-0,33	-0,03			
0,3	-0,74	-0,47	-0,06			
0,38	-0,92	-0,64	-0,1			
0,45	-1,11	-0,82	-0,16			
0,52	-1,29	-1,02	-0,23	1		Si
0,6	-1,48	-1,25	-0,31	1,4		Si
0,68	-1,66	-1,48	-0,41	1,8		Si
0,75	-1,85	-1,74	-0,54	2,2		Si
0,82	-2,03	-2,02	-0,68	2,8		Si
0,9	-2,22	-2,32	-0,84	3,4		Si

0,98	-2,4	-2,63	-1,03	4,1	Si
1,05	-2,59	-2,96	-1,23	4,8	Si
1,12	-2,77	-3,31	-1,47	5,7	Si
1,2	-2,96	-3,69	-1,73	6,7	Si
1,27	-3,14	-4,08	-2,03	7,8	Si
1,35	-3,33	-4,48	-2,34	9	Si
1,42	-3,51	-4,91	-2,7	10,3	Si
1,5	-3,7	-5,36	-3,08	11,7	Si
1,8	-4,44	-7,06	-4,97	18,5	Si
2,1	-5,19	-8,5	-7,32	27,1	Si
2,41	-5,93	-9,69	-10,07	37,1	Si
2,71	-6,68	-10,61	-13,14	48,2	Si
3,01	-7,42	-11,27	-16,46	60,2	Si
3,31	-8,17	-11,68	-19,93	72,8	Si
3,61	-8,91	-11,82	-23,49	85,7	Si
3,92	-9,66	-11,7	-27,04	98,6	Si
4,22	-10,4	-11,32	-30,53	111,2	Si
4,52	-11,15	-10,68	-33,86	123,2	Si
4,82	-11,89	-9,79	-36,95	134,5	Si
5,12	-12,64	-8,63	-39,74	144,6	Si
5,43	-13,38	-7,21	-42,14	153,3	Si
5,73	-14,13	-5,53	-44,07	160,3	Si
6,03	-14,87	-3,59	-45,45	165,4	Si
6,33	-15,62	-1,39	-46,21	168,3	Si
6,63	-16,36	1,07	-46,27	168,6	Si
6,94	-17,11	3,78	-45,55	166,1	Si
7,24	-17,85	7,57	-43,86	160,2	Si
7,54	-18,6	11,91	-40,93	149,8	Si
7,84	-19,34	16,6	-36,63	134,5	Si
8,14	-20,09	21,65	-30,87	114	Si
8,45	-20,83	27,05	-23,52	87,8	Si
8,75	-21,58	32,8	-14,49	55,5	Si
9,05	-22,32	38,91	-3,67	21,5	Si
9,05	-22,32	38,91	-3,67	21,5	Si
9,07	-22,37	35,05	-2,97	19,4	Si
9,09	-22,41	31,2	-2,35	17,3	Si
9,11	-22,46	27,33	-1,8	15,3	Si
9,13	-22,51	23,45	-1,32	13,3	Si
9,15	-22,55	19,56	-0,92	11,3	Si
9,16	-22,6	15,67	-0,58	9,3	Si
9,18	-22,65	11,76	-0,33	7,4	Si
9,2	-22,69	7,85	-0,14	5,7	Si
9,22	-22,74	3,93	-0,03	4,3	Si
9,24	-22,78	0	0,01	3,8	Si

COMB. 4 (SLU-S)

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=7,40$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto**strato 1**peso dell'unità di volume, $g=15,50 \text{ kN/mc}$ angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=22 (^{\circ})$ coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$ angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=11 (^{\circ})$ angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=11 (^{\circ})$ **strato 2**peso dell'unità di volume, $g=18,64 \text{ kN/mc}$ angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=28 (^{\circ})$ coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$ angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=14 (^{\circ})$ angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=14 (^{\circ})$ **strato 3**peso dell'unità di volume, $g=21,00 \text{ kN/mc}$ angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=32 (^{\circ})$ coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$ angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=16 (^{\circ})$ angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=16 (^{\circ})$ **Coefficienti di spinta****strato 1**

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,550128$ coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,625393$ coeff. di spinta passiva, $Kp=2,511569$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=2,511569$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,363494$ coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,363494$ coeff. di spinta passiva, $Kp=1,021088$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=1,021088$ **strato 2**

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,443332$ coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,530528$ coeff. di spinta passiva, $Kp=3,736182$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=3,736182$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,30406$ coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,30406$ coeff. di spinta passiva, $Kp=0,981041$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=0,981041$ **strato 3**

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,38446$ coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,470081$ coeff. di spinta passiva, $Kp=5,035196$ coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=5,035196$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,270021$ coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,270021$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,944038$

coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $K_{pr}=K_p/g_{Rot}=0,944038$

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $D_r=8,055$ m

Profondità di infissione paratia, $D=8,258$ m

n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 15

errore equazione di equilibrio alla rotazione = -0,06 kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_ inf
1	0,00	1	7,40	0,00	4,00	
ss	7,00	1	115,90	0,00	62,59	49,86
2	9,55	2	163,52	0,00	70,34	592,79
3	9,76	2	167,31	0,00	606,52	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_ inf
11	1,50	1	0,00	0,00	0,00	
ss	7,00	1	85,25	0,00	85,45	81,15
12	9,55	2	132,87	0,00	126,48	39,20
13	9,76	2	136,66	0,00	40,32	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=508,40$ kN/m

Spinta di valle, $S_v=508,28$ kN/m

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=2,847$ m

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=2,848$ m

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=7,40$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=14$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=14$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=32$ (°)
 coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=16$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=16$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,550128$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,625393$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=2,511569$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=2,511569$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,363494$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,363494$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=1,021088$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=1,021088$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,443332$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,530528$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=3,736182$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=3,736182$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,30406$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,30406$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=0,981041$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=0,981041$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,38446$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,470081$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=5,035196$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=5,035196$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,270021$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,270021$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=0,944038$
 coeff. di spinta passiva abbattuto dal coefficiente di sicurezza, $Kpr=Kp/gRot=0,944038$

Caratteristiche di sollecitazione per metro lineare di paratia

N_x e T_z in kN/m, M_y in kN*m/m

x (m)	N_x	T_z	M_y
0	0	0	0
0,08	-0,46	-0,32	-0,01
0,15	-0,93	-0,69	-0,05
0,22	-1,39	-1,11	-0,12
0,3	-1,86	-1,58	-0,22
0,38	-2,32	-2,09	-0,35
0,45	-2,79	-2,65	-0,53
0,52	-3,25	-3,25	-0,75

0,6	-3,72	-3,9	-1,02
0,68	-4,18	-4,6	-1,34
0,75	-4,65	-5,35	-1,71
0,82	-5,11	-6,15	-2,14
0,9	-5,58	-6,99	-2,64
0,98	-6,04	-7,87	-3,19
1,05	-6,51	-8,81	-3,82
1,12	-6,97	-9,79	-4,52
1,2	-7,44	-10,82	-5,29
1,27	-7,9	-11,9	-6,14
1,35	-8,37	-13,02	-7,07
1,42	-8,83	-14,19	-8,09
1,5	-9,3	-15,41	-9,2
1,82	-11,3	-20,37	-14,99
2,14	-13,29	-24,59	-22,25
2,47	-15,29	-28,06	-30,75
2,79	-17,29	-30,79	-40,25
3,11	-19,28	-32,78	-50,51
3,43	-21,28	-34,02	-61,29
3,76	-23,28	-34,51	-72,35
4,08	-25,28	-34,27	-83,45
4,4	-27,27	-33,28	-94,35
4,72	-29,27	-31,54	-104,82
5,04	-31,27	-29,06	-114,6
5,37	-33,26	-25,84	-123,46
5,69	-35,26	-21,87	-131,17
6,01	-37,26	-17,16	-137,48
6,33	-39,26	-11,71	-142,15
6,66	-41,25	-5,51	-144,94
6,98	-43,25	1,43	-145,62
7,3	-45,25	11,76	-143,55
7,62	-47,24	23,29	-137,93
7,94	-49,24	35,82	-128,44
8,27	-51,24	49,37	-114,74
8,59	-53,24	63,93	-96,51
8,91	-55,23	79,49	-73,44
9,23	-57,23	96,07	-45,18
9,55	-59,23	113,65	-11,43
9,55	-59,23	113,65	-11,43
9,58	-59,35	102,39	-9,23
9,6	-59,48	91,11	-7,27
9,62	-59,6	79,8	-5,53
9,64	-59,73	68,46	-4,02
9,66	-59,86	57,1	-2,75
9,68	-59,98	45,71	-1,7
9,7	-60,11	34,3	-0,89
9,72	-60,23	22,86	-0,31
9,74	-60,36	11,39	0,04
9,76	-60,49	-0,1	0,15

VERIFICA AL CARICO LIMITE VERTICALE

Parametri geotecnici di progetto

coesione = 0,00 kN/mq

angolo di resistenza al taglio = 32°

Resistenza alla punta

fattore Nq (Berezantzev) = 24,652

fattore Nc = 37,85

tensione litostatica verticale totale alla profondità L, $s_{VL}=175,98$ kN/mqpressione neutra alla profondità L, $u_L=0,00$ kN/mqtensione litostatica verticale efficace alla profondità L, $s'_{VL}=175,98$ kN/mqResistenza unitaria alla punta, $p=4.338,25$ kN/mqResistenza alla punta, $P_{max}=342,57$ kN**Resistenza laterale**Resistenza laterale, $S_{max}=446,91$ kN**Resistenza alla punta e laterale di progetto**

Resistenza alla punta (valore medio) = 342,57 kN

Resistenza alla punta (valore minimo) = 342,57 kN

Resistenza laterale (valore medio) = 446,91 kN

Resistenza laterale (valore minimo) = 446,91 kN

Fattore di correlazione, $\alpha_3=1,7$ Fattore di correlazione, $\alpha_4=1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico) = 201,51 kN

Resistenza laterale (valore caratteristico) = 262,89 kN

Resistenza alla punta di progetto, $P_{max_d}=175,23$ kNResistenza laterale di progetto, $S_{max_d}=228,60$ kN**Carico limite per carichi assiali di compressione** $Q_{lim_d} = P_{max_d} + S_{max_d} = 403,83$ kN**Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione** $Q_{limt_d} = S_{max_d} = 228,60$ kN**Azione di progetto** $E_d = 60,49$ kN**Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione**

Verifica soddisfatta: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $Q_{lim_d}/E_d=6,68$ **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE****Parametri geotecnici di progetto****strato 1**peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $\phi_d=22$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq**strato 2**peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $\phi_d=28$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq**strato 3**peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $\phi_d=32$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq**Parametri di calcolo**

n° di cerchi analizzati = 10

Metodo utilizzato: Bishop

condizione di sisma verticale più gravosa: dall'alto verso il basso

Cerchio critico

Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -15,52 Rc (m)= 25,38

Simbologia adottata

Wt = peso del concio (kN)

Wq = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)

alfa=angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq)

DX = larghezza lungo X del concio (m)

Fsh = forza sismica orizzontale sul concio (kN)

B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura (m)

Fsv = forza sismica verticale sul concio (kN)

N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	13,07	0	-23,18	0	1,18	0,78	23,01	0,39	16,28	3,83
2	36,69	0	-20,31	0	1,18	2,18	22,91	1,09	44,13	10,37
3	58,07	0	-17,49	0	1,18	3,45	22,77	1,73	67,72	15,92
4	78,06	0	-14,72	0	1,18	4,64	22,6	2,32	88,57	20,82
5	96,7	0	-11,97	0	1,18	5,75	22,4	2,88	107,14	25,19
6	114,05	0	-9,26	0	1,18	6,78	22,17	3,39	123,74	29,09
7	130,15	0	-6,57	0	1,18	7,74	21,92	3,87	138,66	32,6
8	145	0	-3,89	0	1,18	8,62	21,63	4,31	152,09	35,76
9	158,64	0	-1,22	0	1,18	9,44	21,31	4,72	257,69	60,58
10	7,54	0	0,17	0	0,05	0,45	20,79	0,22	7,76	1,82
11	201,58	9,24	1,64	0	1,25	12,54	20,22	6,27	215,73	50,72
12	200,03	9,24	4,46	0	1,25	12,45	20,19	6,22	212,26	49,9
13	197,04	9,24	7,3	0	1,25	12,27	20,12	6,13	207,89	48,87
14	192,58	9,24	10,15	0	1,25	12	20,03	6	202,6	47,63
15	186,61	9,24	13,03	0	1,25	11,65	19,9	5,82	196,33	46,16
16	179,1	9,24	15,94	0	1,25	11,2	19,74	5,6	189,01	44,43
17	169,98	9,24	18,9	0	1,25	10,66	19,54	5,33	180,53	42,44
18	159,16	9,24	21,91	0	1,25	10,02	19,31	5,01	170,76	40,14
19	146,54	9,24	24,98	0	1,25	9,27	19,03	4,63	159,5	37,5
20	132,95	9,24	28,14	0	1,25	8,46	18,72	4,23	151,56	27,07
21	118,75	9,24	31,39	0	1,25	7,61	18,37	3,81	139,22	24,87
22	103	9,24	34,76	0	1,25	6,68	17,96	3,34	125,16	22,36
23	85,08	9,24	38,27	0	1,25	5,61	17,51	2,81	108,43	19,37
24	64,69	9,24	41,96	0	1,25	4,4	16,99	2,2	88,21	15,76
25	41,37	9,24	45,88	0	1,25	3,01	16,42	1,5	63,21	11,29
26	14,45	9,24	50,1	0	1,25	1,41	15,82	0,7	31,34	5,6

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, L=34,07 m

Momento resistente, M_resist=44.196,29 kN*m

Momento instabilizzante, M_instab=19.541,43 kN*m

Coefficiente di sicurezza del pendio = M_resist/M_instab = 2,262

n° iterazioni di calcolo = 4

Verifica soddisfatta

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA**Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio**sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A, Npl_Rd=1.588,01 kN

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $A_{vz}=38,60 \text{ cm}^2$

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $V_{cz_Rd}=583,68 \text{ kN}$

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $M_{ely_Rd}=73,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $M_{ply_Rd}=97,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=262 \text{ N/mm}^2$

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	0	0			
0,08	-0,18	-0,13	0			
0,15	-0,37	-0,27	-0,02			
0,22	-0,55	-0,44	-0,05			
0,3	-0,74	-0,63	-0,09			
0,38	-0,92	-0,83	-0,14			
0,45	-1,11	-1,05	-0,21			
0,52	-1,29	-1,29	-0,3	1,3		Si
0,6	-1,48	-1,55	-0,41	1,7		Si
0,68	-1,66	-1,83	-0,53	2,2		Si
0,75	-1,85	-2,13	-0,68	2,7		Si
0,82	-2,03	-2,45	-0,85	3,4		Si
0,9	-2,22	-2,78	-1,05	4,1		Si
0,98	-2,4	-3,13	-1,27	4,9		Si
1,05	-2,59	-3,51	-1,52	5,9		Si
1,12	-2,77	-3,89	-1,8	6,9		Si
1,2	-2,96	-4,3	-2,1	8		Si
1,27	-3,14	-4,73	-2,44	9,3		Si
1,35	-3,33	-5,18	-2,81	10,6		Si
1,42	-3,51	-5,65	-3,22	12,1		Si
1,5	-3,7	-6,13	-3,66	13,7		Si
1,82	-4,5	-8,1	-5,96	22,1		Si
2,14	-5,29	-9,78	-8,85	32,6		Si
2,47	-6,08	-11,16	-12,23	44,9		Si
2,79	-6,88	-12,25	-16,01	58,6		Si
3,11	-7,67	-13,04	-20,1	73,3		Si
3,43	-8,47	-13,53	-24,38	88,8		Si
3,76	-9,26	-13,73	-28,78	104,7		Si
4,08	-10,06	-13,63	-33,2	120,7		Si
4,4	-10,85	-13,24	-37,54	136,4		Si
4,72	-11,65	-12,55	-41,7	151,5		Si
5,04	-12,44	-11,56	-45,59	165,5		Si
5,37	-13,23	-10,28	-49,12	178,3		Si
5,69	-14,03	-8,7	-52,19	189,4		Si
6,01	-14,82	-6,83	-54,7	198,6		Si
6,33	-15,62	-4,66	-56,55	205,4		Si
6,66	-16,41	-2,19	-57,66	209,5		Si
6,98	-17,21	0,57	-57,93	210,6		Si
7,3	-18	4,68	-57,11	207,8		Si
7,62	-18,79	9,27	-54,88	199,9		Si
7,94	-19,59	14,25	-51,1	186,5		Si
8,27	-20,39	19,64	-45,65	167		Si
8,59	-21,18	25,43	-38,4	141,2		Si
8,91	-21,97	31,63	-29,22	108,4		Si
9,23	-22,77	38,22	-17,97	68,2		Si

9,55	-23,56	45,22	-4,55	24,9	Si
9,55	-23,56	45,22	-4,55	24,9	Si
9,58	-23,61	40,74	-3,67	22,5	Si
9,6	-23,66	36,25	-2,89	20,1	Si
9,62	-23,71	31,75	-2,2	17,7	Si
9,64	-23,76	27,24	-1,6	15,3	Si
9,66	-23,82	22,72	-1,09	12,9	Si
9,68	-23,86	18,19	-0,68	10,6	Si
9,7	-23,91	13,65	-0,35	8,4	Si
9,72	-23,96	9,09	-0,12	6,3	Si
9,74	-24,01	4,53	0,02	4,7	Si
9,76	-24,07	-0,04	0,06	4,2	Si

CALCOLO ARMATURE TRAVE DI CORONAMENTO

Sollecitazioni di progetto

Momento flettente massimo, $M_y=0,61 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo, $T_z=1,52 \text{ kN}$

Armatura longitudinale a flessione

armatura lembo verticale lato monte = 3 fi 20 (9,42 cmq)

armatura lembo verticale lato valle = 3 fi 20 (9,42 cmq)

armatura lembo orizzontale superiore = 1 fi 20 (3,14 cmq)

armatura lembo orizzontale inferiore = 1 fi 20 (3,14 cmq)

l'armatura rispetta i limiti fissati dalla normativa:

- armatura minima in zona tesa = 3,4 cmq
- armatura massima = 100 cmq

Verifiche di resistenza a flessione

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso)=210,1 kN*m

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso)=-210,1 kN*m

Verifica soddisfatta

Armatura trasversale a taglio

passo max delle staffe prescritto dalla normativa (armatura trasv. minima regolam.re), $t_c=30,2 \text{ cm}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls}=137,75 \text{ kN}$

passo staffe nella trave = 30,2 cm

Resistenza di progetto a "taglio compressione" nel tratto $L_i=L/2$, $V_{rzd}=2.190,58 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a "taglio trazione" dell'armatura trasversale nel tratto L_i , $V_{rsd}=121,50 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a taglio nel tratto L_i , $V_{rd}=121,50 \text{ kN}$

COMPUTO METRICO DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

<u>PARATIA</u>	per singolo palo	per tutta la paratia
Calcestruzzo (mc)	0,25	22,87
Acciaio (kg)	485,4	45141,6

<u>CORDOLO DI TESTA IN C.A.</u>	x metro lineare di paratia	x tutta la paratia
Calcestruzzo (mc)	0,25	9,25
Acciaio per c.a.		
a flessione (f20)	8 m ; 19,7 kg	296 m ; 730 kg

a taglio (f12) 7,9 m ; 7 kg 292,45 m ; 259,6 kg
Incidenza acciaio/cls = 107 kg/mc

PROFONDITA' DI INFISSIONE DI PROGETTO DELLA PARATIA

Profondità di infissione, $D=8,698$ m

altezza totale paratia, $L=10,198$ m

Il Tecnico

Ing. Italo Madaschi

LEGENDA

Punti caratteristici (verifica alla rotazione intorno a un punto dell'opera)

1: punto di intersezione profilo terreno di monte con la paratia

2: punto di rotazione paratia lato monte (posto a profondità $z=H+Dr$)

3: estremo della paratia lato monte

4: punto in cui, per effetto della coesione, è nulla la tensione orizzontale di spinta

ss: punto di intersezione profilo di separazione tra due strati successivi di terreni e la paratia

w: punto di intersezione profilo falda e paratia

11: punto di intersezione profilo terreno di valle con la paratia

12: punto di rotazione paratia lato valle (posto a profondità $z=H+Dr$)

13: estremo inferiore della paratia lato valle

Tensioni

sv: tensione verticale totale nel punto

s'v: tensione verticale efficace nel punto

u: pressione neutra nel punto

sa: tensione orizzontale attiva nel punto (totale)

sp: tensione orizzontale passiva nel punto (totale)

s_sup: tensione orizzontale attiva o passiva nel punto pensato appartenente allo strato superiore

s_inf: tensione orizzontale attiva o passiva nel punto pensato appartenente allo strato inferiore



**Comune di Endine Gaiano
Provincia di Bergamo**

**FORMAZIONE NUOVA BERLINESE
A SOSTEGNO DEL MURO ESISTENTE
EX MUNICIPIO**

OGGETTO: INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL MUNICIPIO E
REGIMAZIONE DELLE ACQUE DI PERTINENZA DEL RETICOLO
IDRICO MINORE PASSANTE PER L'EDIFICIO COMUNALE DI
ENDINE GAIANO (BG)

COMMITTENTE: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI ENDINE GAIANO

- VERIFICA DI SICUREZZA (S.L.U.) DI TIPO GEOTECNICO E
IDRAULICA: MODELLO DI “WINKLER” CON IL METODO
AGLI ELEMENTI FINITI

SLU di tipo strutturale:

- Raggiungimento della resistenza strutturale paratia

Paratie.Az 9.0.5

Calcolo geotecnico e strutturale paratie a sbalzo ed ancorate

PROGETTO/LAVORI

Realizzazione di paratia berlinese in micropali presso ex Municipio

COMMITTENTE

Comune di Endine Gaiano

COMUNE

DIRETTORE DEI LAVORI

IMPRESA ESECUTRICE DEI LAVORI

LUOGO E DATA DI ESECUZIONE DEI CALCOLI

Gazzaniga (BG), lì 02/05/2022

ANNOTAZIONI

CAMPO DI APPLICAZIONE DEL SOFTWARE

Paratie a sbalzo (senza ancoraggi) o con uno o più ordini di ancoraggi (tiranti o puntoni)

Materiale costituente la paratia: cemento armato o acciaio o generico

Tipologie: diaframmi, paratie di pali o micropali, palancole in acciaio

Profili topografici dei terreni di monte e di valle anche inclinati

Terreni omogenei o eterogenei (stratigrafia)

Terreni a grana grossa e/o a grana fina (verifiche in condizioni drenate e in condizioni non drenate)

Falda assente o in quiete o in moto di filtrazione permanente

Tiranti di ancoraggio attivi e passivi, permanenti e provvisori

Tiranti realizzati con armatura in acciaio e bulbo di fondazione in calcestruzzo di cemento o altro materiale simile (es. resina) iniettato a pressione più o meno elevata

Cordolo/trave di testa e travi di contrasto nei tiranti

Analisi in condizioni statiche e sismiche

Analisi anche per fasi di scavo (analisi incrementale)

UNITA' DI MISURA

Sistema Internazionale

Calcoli generali e geotecnici

Lunghezze (coordinate, distanze, dimensioni, ...): m (gli spostamenti sono espressi in cm)

Aree sezioni: mq

Volumi: mc

Momenti di inerzia sezioni: m⁴

Forze concentrate, Resistenza alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kN

Momenti (stabilizzante, instabilizzante, flettente, coppie) e rigidezze rotazionali vincoli: kN*m

Carichi ripartiti per unità di lunghezza, spinte per metro lineare di paratia, rigidezze traslazionali vincoli: kN/m

Sovraccarico ripartito per unità di superficie: kN/mq

Coesione terreno, adesione terreno-paratia: kN/mq

Tensioni nel terreno (verticale, attiva, passiva, ...), pressione neutra u: kN/mq

Carico limite unitario: N/mm²

Pesi unità di volume: kN/mc

Coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: N/cm²

Tempi: secondi (s)

Velocità: m/s

Accelerazioni: m/s²

Latitudine, Longitudine: gradi sessadecimali

Calcoli strutturali

dimensioni, copriferro, interferro: cm

diametri tondini, trefoli, barre, staffe e spirali: mm

aree sezioni: cm²

volumi: cm³

momenti statici sezioni: cm³

momenti di inerzia sezioni: cm⁴

tensioni/pressioni, moduli elastici, carico limite unitario, resistenze materiali: N/mm²

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17/01/2018

Le verifiche di tipo geotecnico (rotazione, carico limite, stabilità globale, sfilamento tiranti), idraulico e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

Coeff. parziali o di sicurezza sulle azioni (A)

gruppo EQU

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=0,9$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1,1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,5$

gruppo A1

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1,3$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,5$

gruppo A2

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,3$

gruppo A HID

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=0,9$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1,3$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,5$

gruppo A UPL

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=0,9$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1,1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,5$

Coeff. parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)

gruppo M1

tangente dell'angolo di resistenza al taglio, $g_f=1$

coesione efficace, $g_c=1$

coesione non drenata, $g_{cu}=1$

peso dell'unità di volume, $g_g=1$

gruppo M2

tangente dell'angolo di resistenza al taglio, $g_f=1,25$

coesione efficace, $g_c=1,25$

coesione non drenata, $g_{cu}=1,4$

peso dell'unità di volume, $g_g=1$

Coeff. parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)

gruppo R1

coeff. sicurezza alla rotazione della paratia intorno a un punto dell'opera, $g_{Rot}=1$

coeff. sicurezza al carico limite verticale del complesso paratia-terreno

resistenza alla base, $g_b=1$

resistenza laterale in compressione, $g_s=1$

resistenza laterale in trazione, $g_{st}=1$

gruppo R2

coeff. sicurezza al carico limite verticale del complesso paratia-terreno

resistenza alla base per paratia infisse, $g_b=1,45$

resistenza alla base per paratie trivellate, $g_b=1,7$

resistenza laterale in compressione, $g_s=1,45$

resistenza laterale in trazione, $g_{st}=1,6$

coeff. sicurezza alla stabilità globale del complesso opera-terreno, $g_{Pendii}=1,1$

gruppo R3

coeff. sicurezza al carico limite verticale del complesso paratia-terreno

resistenza alla base per paratie infisse, $g_b=1,15$

resistenza alla base per paratie trivellate, $g_b=1,35$

resistenza laterale in compressione, $g_s=1,15$

resistenza laterale in trazione, $g_{st}=1,25$

coeff. sicurezza allo sfilamento per tiranti provvisori, $g_{Tir}=1,1$

coeff. sicurezza allo sfilamento per tiranti permanenti, $g_{Tir}=1,2$

Gruppi di coefficienti per le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) di tipo geotecnico, idraulico e strutturale

- 1) la verifica alla rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido) è condotta in base all'Approccio 1-Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_1$)
- 2) la verifica al carico limite verticale è condotta in base all'Approccio 2 ($A_1+M_1+R_3$)
- 3) la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene condotta secondo l'Approccio 1-Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2$)
- 4) le verifiche allo sfilamento e strutturali sui tiranti vengono svolte con l'Approccio 2 ($A_1+M_1+R_3$)
- 5) le verifiche di tipo strutturale sulla paratia sono condotte in base all'Approccio 1-Combinazione 1 (A_1+M_1)
- 6) le verifiche di tipo idraulico sono condotte con i coefficienti per le azioni A_{UPL} o A_{HYD} e i coefficienti M2 per i parametri geotecnici

SISTEMI DI RIFERIMENTO

Sistema di riferimento assoluto XYZ

Origine nel punto medio della sezione superiore della paratia, asse X orizzontale verso valle, asse Y verticale verso il basso (coincidente con l'asse della paratia), asse Z ortogonale al piano del disegno e uscente

Sistema di riferimento locale per il terreno z

Asse z verticale verso il basso con origine nella retta orizzontale passante per il punto di intersezione del profilo terreno di monte con la paratia

Sistema di riferimento locale per il calcolo strutturale della paratia xyz

Origine nella sezione superiore della paratia, asse x verticale verso il basso (coincidente con l'asse della paratia)

asse z orizzontale verso valle, asse y ortogonale al piano del disegno e uscente

METODI E IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

Paratia risolta con il metodo agli elementi finiti (FEM)

Lunghezza media elementi finiti (mesh automatica), $L_{me}=0,25$ m

Analisi per combinazioni di carico

Tipo di analisi: NON LINEARE (molle che simulano il terreno resistenti solo a compressione e di tipo elastico-perfettamente plastico)

Criterio statico di plasticizzazione: raggiungimento della pressione attiva per decompressione e della pressione passiva per compressione

Numero massimo di iterazioni = 10

Calcolo delle spinte attive e passive

In assenza di sisma: Teoria di Coulomb (1773), generalizzata da Mayniel (1808) e Muller-Breslau (1906) per il caso generale di presenza di attrito terreno-paratia, paramento inclinato e terrapieno inclinato

In presenza di sisma: analisi sismica con metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe (1924, 1929), le cui formule degenerano nelle formule di Coulomb in assenza di sisma

Metodi di calcolo per altre verifiche

Stabilità globale: metodo di Bishop

Coefficienti N_q per il calcolo del carico limite per carichi verticali: Berezantzev (1961, 1965)

Coefficiente di spinta a riposo: formula di Jaky

Numero di strati e parametri sismici

Numero di strati di terreno, $N_{str}=3$

Vengono considerate le azioni sismiche

Vita nominale di progetto = 50 anni

Classe d'uso della costruzione = Classe II

Coefficiente d'uso = 1

FALDA

Falda assente (pressioni neutre nulle)

CONDIZIONI DI ROTTURA

Condizioni drenate (assenza di pressioni neutre; terreni a grana grossa o media; terreni a grana fina con verifica a lungo termine o con applicazione lenta dei carichi)

TIPOLOGIA PARATIA

Paratia di micropali

Numero di file di pali/micropali = 1

Paratia a mensola (senza ancoraggio)

GEOMETRIA PARATIA E FALDA (se presente)

altezza di scavo, $H=1,5$ m

altezza paratia oltre il profilo del terreno di monte, $H_1=0$ m

altezza paratia fuori terra, $H+H_1=1,5$ m

altezza totale paratia, $L=11$ m

profondità di infissione, $D=L-H_1-H=9,5$ m

base del cordolo di testa, $B_c=0,5$ m

altezza del cordolo di testa, $H_c=0,5$ m

inclinazione piano di campagna di monte, $i_m=0$ (°)

inclinazione piano di campagna di valle, $i_v=-30$ (°)

STRATIGRAFIA

zt = profondità punto di intersezione profilo di base dello strato con l'asse globale Y

strato zt (m)

1	7
2	10
3	+ infinito

GEOMETRIA IN PIANTA

diametro micropali, $D_{pal}=0,2$ m

interasse longitudinale tra i micropali, $i_L=0,4$ m

numero di micropali (fila più numerosa nel caso di micropali a quinconce), $N_{pal}=93$

numero totale di micropali, $N_{tp}=93$

numero di micropali per metro lineare di paratia=2,51

sporgenza trave collegamento rispetto ai micropali estremi, $F=0$ m

lunghezza paratia (lungo l'asse globale Z), $L_z=37$ m

forma armatura metallica micropalo: Tubolare a sez. circolare

diametro esterno, $D_e=20,3$ cm

spessore parete, $t_w=1,6$ cm

dati sezione metallica

area della sezione, $A=93,996$ cmq

momento d'inerzia elastico della sezione rispetto all'asse y, $I_y=4138,781$ cm⁴

modulo di resistenza elastico rispetto all'asse y, $W_y=407,762$ cmc

modulo di resistenza plastico rispetto all'asse y, $W_{ply}=560,869$ cmc

Classe della sezione = 1

dati sezione paratia per metro lineare (calcolo strutturale FEM)

area della sezione (omogeneizzata nel caso di micropali), $A=0,888043$ mq

momento d'inerzia della sezione rispetto all'asse y, $I_y=0,15808162$ m⁴

DATI GEOTECNICI TERRENI (valori caratteristici)

Strato n° 1-strato 1 RIPORETO

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio denato, $F_i'=22^\circ$

coesione drenata, $c'=0$ kN/mq

angolo di attrito paratia-terreno lato spinta attiva, $\delta_{a}=11^\circ$

angolo di attrito paratia-terreno lato spinta passiva, $\delta_{p}=11^\circ$

grado di sovraconsolidazione, $OCR=1$

comportamento a breve termine: drenato

Strato n° 2-strato 2 REGOLITE

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio denato, $F_i'=28^\circ$

coesione drenata, $c'=0$ kN/mq

angolo di attrito paratia-terreno lato spinta attiva, $\delta_{a}=14^\circ$

angolo di attrito paratia-terreno lato spinta passiva, $\delta_{p}=14^\circ$

grado di sovraconsolidazione, $OCR=1$

comportamento a breve termine: drenato

Strato n° 3-strato 3 ROCCIA

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio denato, $F_i'=32^\circ$

coesione drenata, $c'=0$ kN/mq

angolo di attrito paratia-terreno lato spinta attiva, $\delta_{a}=16^\circ$

angolo di attrito paratia-terreno lato spinta passiva, $\delta_{p}=16^\circ$

grado di sovraconsolidazione, $OCR=1$

comportamento a breve termine: drenato

COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO O DI WINKLERFormula binomia $K_s = A_s + B_s \cdot z^n$ con A_s e B_s espressi in N/cmc

strato	descrizione	A_s	B_s	n
1	strato 1 RIPORTO	1,2815	4,84909	0,5
2	strato 2 REGOLITE	4,07936	10,9751	0,5
3	strato 3 ROCCIA	8,73028	19,4685	0,5

COEFFICIENTE DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO NEI VARI NODI E RIGIDEZZE MOLLE K_s = coefficiente di reazione orizzontale del terreno (N/cmc) $RigX_v$ = rigidezza allo spostamento lungo X molla terreno di valle (kN/m) $RigX_m$ = rigidezza allo spostamento lungo X molla terreno di monte (kN/m)

Nodo	z (m)	K_s	$RigX_v$	$RigX_m$
1	0	1,28	0	160,19
2	0,25	3,71	0	926,51
3	0,5	4,71	0	1177,58
4	0,75	5,48	0	1370,23
5	1	6,13	0	1532,65
6	1,25	6,7	0	1675,74
7	1,5	7,22	902,55	1805,1
8	1,75	7,7	1924,06	1924,06
9	2	8,14	2034,79	2034,79
10	2,25	8,56	2138,78	2138,78
11	2,5	8,95	2237,15	2237,15
12	2,75	9,32	2330,7	2330,7
13	3	9,68	2420,09	2420,09
14	3,25	10,02	2505,83	2505,83
15	3,5	10,35	2588,33	2588,33
16	3,75	10,67	2667,93	2667,93
17	4	10,98	2744,92	2744,92
18	4,25	11,28	2819,54	2819,54
19	4,5	11,57	2891,99	2891,99
20	4,75	11,85	2962,46	2962,46
21	5	12,12	3031,1	3031,1
22	5,25	12,39	3098,04	3098,04
23	5,5	12,65	3163,41	3163,41
24	5,75	12,91	3227,3	3227,3
25	6	13,16	3289,82	3289,82
26	6,25	13,4	3351,06	3351,06
27	6,5	13,64	3411,08	3411,08
28	6,75	13,88	3469,95	3469,95
29	7	14,11	3527,75	3527,75
30	7,25	33,63	8407,71	8407,71
31	7,5	34,14	8534	8534
32	7,75	34,63	8658,21	8658,21
33	8	35,12	8780,44	8780,44
34	8,25	35,6	8900,76	8900,76
35	8,5	36,08	9019,28	9019,28
36	8,75	36,54	9136,07	9136,07
37	9	37,01	9251,2	9251,2
38	9,25	37,46	9364,74	9364,74
39	9,5	37,91	9476,75	9476,75

40	9,75	38,35	9587,31	9587,31
41	10	38,79	9696,45	9696,45
42	10,25	71,06	17765	17765
43	10,5	71,82	17953,9	17953,9
44	10,75	72,56	18140,5	18140,5
45	11	73,3	9162,49	9162,49

DATI MATERIALI COSTITUENTI LA PARATIA

peso dell'unità di volume del materiale, $g_{mat}=78,50 \text{ kN/mc}$

tipo di acciaio micropalo: S 275

Classe calcestruzzo micropalo = C25/30

resistenza caratteristica cubica a compressione, $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità longitudinale acciaio, $E_s=210.000 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità longitudinale cls, $E_c=31.447 \text{ N/mm}^2$

coefficiente di omogeneizzazione, $n=E_s/E_c=6,68$

peso dell'unità dell'armatura metallica, $g_{acc}=78,50 \text{ kN/mc}$

tensione caratteristica di rottura acciaio, $f_{tk}=430 \text{ N/mm}^2$

tensione caratteristica di snervamento acciaio, $f_{yk}=275 \text{ N/mm}^2$

coeff. parziale di sicurezza per il calcolo della resistenza delle sezioni di acciaio di classe 1-2-3-4, $g_{M0}=1,05$

coeff. parziale di sicurezza per il calcolo della resistenza all'instabilità delle membrane, $g_{M1}=1,05$

coeff. parziale di sicurezza per il calcolo della resistenza di sezioni tese indebolite da fori, $g_{M2}=1,25$

tensione di snervamento di progetto dell'acciaio, $f_{yd}=f_{yk}/g_{M0}=262 \text{ N/mm}^2$

Area e inerzia del micropalo data dall'acciaio e dal cls interno omogeneizzato

DATI MATERIALI COSTITUENTI IL CORDOLO/TRAVE DI TESTA IN C.A.

peso dell'unità di volume del materiale, $g_{mat}=24,00 \text{ kN/mc}$

Calcestruzzo

Classe = C25/30

resistenza caratteristica cubica a compressione, $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità longitudinale, $E_c=31.447 \text{ N/mm}^2$

coeff. parziale di sicurezza = 1,5

resistenza media a compressione cilindrica, $f_{cm}=32,9 \text{ N/mm}^2$

resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 gg, $f_{ck}=24,9 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto a compressione, $f_{cd}=14,11 \text{ N/mm}^2$

resistenza media a trazione, $f_{ctm}=2,56 \text{ N/mm}^2$

resistenza caratteristica a trazione, $f_{ctk}=1,79 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto a trazione, $f_{ctd}=1,19 \text{ N/mm}^2$

Acciaio

tipo di acciaio: B450C

modulo di elasticità longitudinale, $E_s=210.000 \text{ N/mm}^2$

coeff. parziale di sicurezza = 1,15

tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}=450,00 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto dell'acciaio, $f_{yd}=391,30 \text{ N/mm}^2$

COORDINATE NODI (modello FEM)

Nodo	X (m)	Y (m)	tipo nodo
1	0	0	
2	0	0,25	
3	0	0,5	
4	0	0,75	
5	0	1	
6	0	1,25	

7	0	1,5 fondo scavo
8	0	1,75
9	0	2
10	0	2,25
11	0	2,5
12	0	2,75
13	0	3
14	0	3,25
15	0	3,5
16	0	3,75
17	0	4
18	0	4,25
19	0	4,5
20	0	4,75
21	0	5
22	0	5,25
23	0	5,5
24	0	5,75
25	0	6
26	0	6,25
27	0	6,5
28	0	6,75
29	0	7 separ. strati
30	0	7,25
31	0	7,5
32	0	7,75
33	0	8
34	0	8,25
35	0	8,5
36	0	8,75
37	0	9
38	0	9,25
39	0	9,5
40	0	9,75
41	0	10 separ. strati
42	0	10,25
43	0	10,5
44	0	10,75
45	0	11

NODI VINCOLI ESTERNI E RIGIDEZZE

RigX_v = rigidezza allo spostamento lungo X molla terreno di valle (kN/m)

RigX_m = rigidezza allo spostamento lungo X molla terreno di monte (kN/m)

RigY = rigidezza allo spostamento lungo Y nodo (kN/m)

RigZ = rigidezza alla rotazione attorno a Z nodo (kN/m)

Nodo	Trasl_X	RigX_v	RigX_m	Trasl_Y	RigY	Rotaz_Z	RigZ
1	cedevole	0	160,19	libera		libera	
2	cedevole	0	926,51	libera		libera	
3	cedevole	0	1177,58	libera		libera	
4	cedevole	0	1370,23	libera		libera	
5	cedevole	0	1532,65	libera		libera	
6	cedevole	0	1675,74	libera		libera	

7	cedevole	902,55	1805,1	libera	libera
8	cedevole	1924,06	1924,06	libera	libera
9	cedevole	2034,79	2034,79	libera	libera
10	cedevole	2138,78	2138,78	libera	libera
11	cedevole	2237,15	2237,15	libera	libera
12	cedevole	2330,7	2330,7	libera	libera
13	cedevole	2420,09	2420,09	libera	libera
14	cedevole	2505,83	2505,83	libera	libera
15	cedevole	2588,33	2588,33	libera	libera
16	cedevole	2667,93	2667,93	libera	libera
17	cedevole	2744,92	2744,92	libera	libera
18	cedevole	2819,54	2819,54	libera	libera
19	cedevole	2891,99	2891,99	libera	libera
20	cedevole	2962,46	2962,46	libera	libera
21	cedevole	3031,1	3031,1	libera	libera
22	cedevole	3098,04	3098,04	libera	libera
23	cedevole	3163,41	3163,41	libera	libera
24	cedevole	3227,3	3227,3	libera	libera
25	cedevole	3289,82	3289,82	libera	libera
26	cedevole	3351,06	3351,06	libera	libera
27	cedevole	3411,08	3411,08	libera	libera
28	cedevole	3469,95	3469,95	libera	libera
29	cedevole	3527,75	3527,75	libera	libera
30	cedevole	8407,71	8407,71	libera	libera
31	cedevole	8534	8534	libera	libera
32	cedevole	8658,21	8658,21	libera	libera
33	cedevole	8780,44	8780,44	libera	libera
34	cedevole	8900,76	8900,76	libera	libera
35	cedevole	9019,28	9019,28	libera	libera
36	cedevole	9136,07	9136,07	libera	libera
37	cedevole	9251,2	9251,2	libera	libera
38	cedevole	9364,74	9364,74	libera	libera
39	cedevole	9476,75	9476,75	libera	libera
40	cedevole	9587,31	9587,31	libera	libera
41	cedevole	9696,45	9696,45	libera	libera
42	cedevole	17764,97	17765	libera	libera
43	cedevole	17953,85	17953,9	libera	libera
44	cedevole	18140,5	18140,5	libera	libera
45	cedevole	9162,49	9162,49	0	libera

FORME DI CARICO

Fav/Sfav = a favore di sicurezza/a sfavore di sicurezza

Y0 = coefficiente di combinazione "raro" (per forme di carico di tipo variabile)

Y1 = coefficiente di combinazione "frequente" (per forme di carico di tipo variabile)

Y2 = coefficiente di combinazione "quasi permanente" (per forme di carico di tipo variabile)

Nome	Tipologia	Fav/Sfav	Y0	Y1	Y2
PERM_1	permanente	favorevole			
VAR_1	variabile		0,7	0,7	0,6

SOVRACCARICHI UNIFORMI SUI TERRENI DI MONTE E DI VALLE

Terreno di monte

Forma di carico	q (kN/mq)
PERM_1	5
VAR_1	4

Terreno di valle

nessun sovraccarico uniforme presente

FORZE CONCENTRATE APPLICATE DIRETTAMENTE SULLA PARATIA

Nessuna forza concentrata esterna sulla paratia

CARICHI DISTRIBUITI SULLA PARATIA

Nessun carico esterno distribuito sulla paratia

AZIONE SISMICA

Il sito di costruzione ricade sulla penisola o nelle isole di Sicilia, Ischia, Procida, Capri

Localizzazione: Longitudine(°)=9,97; Latitudine(°)=45,7933

Categoria di sottosuolo = B

Categoria topografica = T2

massimo spostamento permanente che l'opera può tollerare senza riduzione di resistenza, $u_s=0$ m

Accelerazione di gravità, $g=9,81$ m/s²

COMBINAZIONI DI CARICO SLU**Combinazioni fondamentali SLU-F (assenza di sisma)**

Azioni permanenti G:

- peso proprio elementi strutturali (paratia)
- peso proprio terreno
- peso proprio elementi non strutturali
- sovraccarichi permanente nel terreno di monte e/o di valle
- carichi concentrati permanenti sulla paratia
- carichi distribuiti permanenti sulla paratia
- spinte del terreno

Azioni variabili Q:

- sovraccarico saltuario nel terreni di monte e/o di valle (es. derivante da traffico veicolare)
- spinta dovuta al sovraccarico saltuario
- carichi concentrati saltuari sulla paratia
- carichi distribuiti saltuari sulla paratia

Combinazioni Sismiche SLU-S

Azione sismica E

Azioni permanenti G

Azioni variabili Q (con coeff. riduttivo di combinazione)

Nome Forme di carico e coefficienti di combinazione

COMB. 1 (SLU-F)	E	PERM_1	VAR_1
	0	1	0
COMB. 2 (SLU-F)	E	PERM_1	VAR_1
	0	1	1
COMB. 3 (SLU-S)	E	PERM_1	VAR_1
	1	1	0

COMB. 4 (SLU-S)	E	PERM_1	VAR_1
	1	1	0,6

COMBINAZIONI DI CARICO SLE

Nome Forme di carico e coefficienti di combinazione

COMB. 1 SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Permanente	0	1	0
COMB. 2 SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Rara	0	1	1
COMB. 3 SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Frequente	0	1	0,7
COMB. 4 SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Quasi permanente	0	1	0,6
COMB. 5 SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Sismica	1	1	0
COMB. 6 SLE	Tipologia	E	PERM_1	VAR_1
	Sismica	1	1	0,6

DATI DI PROGETTO ARMATURA CORDOLI IN C.A. DI TESTA E/O IN CORRISP. DEI TIRANTI

diametro tondini = 20 mm

copriferro = 3 cm

diametro armatura trasversale (staffe), dst=12 mm

numero di braccia delle staffe = 2

ALTRE IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

Ipotesi di paratia rigida nella verifica alla rotazione attorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido)

PARAMETRI SISMICI PER IL SITO DI COSTRUZIONE

Nodi della maglia elementare del reticolo sismico che contiene il sito di costruzione

Nodo	ID	Dist (km)
1	10717	8,2
2	10718	4,6
3	10940	1,7
4	10939	6,8

Nel caso di sito non coincidente con uno dei nodi del reticolo sismico, i parametri sismici sono ottenuti per interpolazione con quelli dei quattro nodi sopra indicati della maglia elementare che contiene il sito

Tr (anni) ag (m/s²) ag/g Fo Tc* (s)

30	0,321	0,033	2,452	0,2
50	0,408	0,042	2,477	0,217
72	0,488	0,05	2,449	0,23
101	0,565	0,058	2,468	0,247
140	0,653	0,067	2,459	0,26
201	0,76	0,077	2,459	0,268
475	1,066	0,109	2,453	0,28
975	1,377	0,14	2,488	0,29
2475	1,863	0,19	2,524	0,3

Periodo di riferimento, $V_r = 50$ anni

coeff. di amplificazione topografica, $S_t = 1,2$

Verifiche agli SLU (Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, $P_{vr}=10\%$

Tempo di ritorno, $T_r=475$ anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, $a_g=1,066$ m/s²

parametro $F_o = 2,453$

coeff. di amplificazione stratigrafica, $S_s=1,2$

acc. orizz. max attesa al sito, $a_{max}=1,535$ m/s²

coefficiente alfa di riduzione dell'accel. massima in funzione della deformabilità dei terreni = 1

coefficiente alfa per la valutazione delle spinte passive = 1

coefficiente beta di riduzione dell'accel. massima in funzione della duttilità del sistema = 1

coefficiente sismico orizzontale (per spinta attiva), $C_h=15,652\%$

coefficiente sismico verticale, $C_v=0\%$

coeff. sismico orizzontale per la verifica di stabilità globale, $C_{h_p}=5,948\%$

coeff. sismico verticale per la verifica di stabilità globale, $C_{v_p}=2,974\%$

Verifiche agli SLE (Stato Limite di Danno - SLD)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, $P_{vr}=63\%$

Tempo di ritorno, $T_r=50$ anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, $a_g=0,408$ m/s²

parametro $F_o = 2,477$

coeff. di amplificazione stratigrafica, $S_s=1,2$

acc. orizz. max attesa al sito, $a_{max}=0,588$ m/s²

coefficiente alfa di riduzione dell'accel. massima in funzione della deformabilità dei terreni = 1

coefficiente alfa per la valutazione delle spinte passive = 1

coefficiente beta di riduzione dell'accel. massima in funzione della duttilità del sistema = 1

coefficiente sismico orizzontale (per spinta attiva) = 5,99%

coefficiente sismico verticale = 0%

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

COMB. 1 (SLU-F)

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=5,00$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=17,91$ (°)
 coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=8,84$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=8,84$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=23,04$ (°)
 coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11,28$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11,28$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=26,56$ (°)
 coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=12,92$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=12,92$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,485147$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,692445$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=2,340435$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,347093$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,347093$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,916292$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,397202$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,608573$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=3,12567$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,289046$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,304286$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,863465$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,346082$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,552861$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=3,880495$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,255383$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,276431$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,820848$

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $D_r=9,319$ m
 Coefficiente di sicurezza, $E_t=1,154$
 n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 21
 errore equazione di equilibrio alla rotazione = $-0,25$ kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_ inf
1	0,00	1	5,00	0,00	2,40	
ss	7,00	1	113,50	0,00	54,41	44,21
ss	10,00	2	169,42	0,00	65,99	57,15
2	10,82	3	186,62	0,00	62,95	611,42
3	11,00	3	190,42	0,00	623,87	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_ inf
11	1,50	1	0,00	0,00	0,00	
ss	7,00	1	85,25	0,00	66,86	62,53
ss	10,00	2	141,17	0,00	103,55	97,84
12	10,82	3	158,37	0,00	109,76	39,42
13	11,00	3	162,17	0,00	40,37	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratiaSpinta di monte, $S_m=525,08$ kN/mSpinta di valle, $S_v=525,22$ kN/mbraccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=3,265$ mbraccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=3,265$ m**Esito verifica alla rotazione**Verifica soddisfatta (essendo $E_t \geq g_{Rot}$)**SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA (calcolo FEM)****Sovraccarichi di progetto sui terrapieni**Terreno di monte, $q_{1d}=5,00$ kN/mqTerreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq**Parametri geotecnici di progetto****strato 1**peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mqangolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11$ (°)angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11$ (°)**strato 2**peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mqangolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=14$ (°)angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=14$ (°)**strato 3**peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mcangolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32$ (°)coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mqangolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=16$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\text{Delt}_{pd}=16 (^{\circ})$

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,413164$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,625393$

coeff. di spinta passiva, $K_p=2,958192$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,299312$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,312697$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,87576$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,32638$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,530528$

coeff. di spinta passiva, $K_p=4,325139$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,242092$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,265264$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,803463$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,27815$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,470081$

coeff. di spinta passiva, $K_p=5,774832$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,209935$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,23504$

coeff. di spinta passiva, $K_p=1,103262$

Numero di iterazioni nel calcolo non lineare e sollecitazioni

Numero di iterazione effettuate = 3

errore iterazione 0 = 0,00838

errore iterazione 1 = 0,004035

errore iterazione 2 = 0,001634

errore iterazione 3 = 0,00011

sez./nodo	x (m)	Nx (kN/m)	Tz (kN/m)	My (kN*m/m)
1	0	0	-0,33	0
2	0,25	-22,66	-1,5	-0,08
3	0,5	-45,31	-3,18	-0,46
4	0,75	-67,97	-5,37	-1,25
5	1	-90,62	-8,07	-2,6
6	1,25	-113,28	-11,29	-4,61
7	1,5	-135,94	-15,01	-7,43
8	1,75	-158,59	-18,16	-11,19
9	2	-181,25	-20,74	-15,73
10	2,25	-203,91	-22,75	-20,91
11	2,5	-226,56	-24,19	-26,6

12	2,75	-249,22	-25,05	-32,65
13	3	-271,87	-25,34	-38,91
14	3,25	-294,53	-25,06	-45,25
15	3,5	-317,19	-24,21	-51,51
16	3,75	-339,84	-22,79	-57,56
17	4	-362,5	-20,79	-63,26
18	4,25	-385,16	-18,23	-68,46
19	4,5	-407,81	-15,38	-73,02
20	4,75	-430,47	-12,76	-76,86
21	5	-453,12	-10,39	-80,05
22	5,25	-475,78	-8,3	-82,65
23	5,5	-498,44	-6,49	-84,72
24	5,75	-521,09	-4,98	-86,34
25	6	-543,75	-3,78	-87,59
26	6,25	-566,4	-3,4	-88,53
27	6,5	-589,06	-3,88	-89,38
28	6,75	-611,72	-5,25	-90,35
29	7	-634,37	-7,53	-91,67
30	7,25	-657,03	1,65	-93,55
31	7,5	-679,69	10,07	-93,14
32	7,75	-702,34	17,72	-90,62
33	8	-725	24,55	-86,19
34	8,25	-747,65	30,56	-80,05
35	8,5	-770,31	35,71	-72,41
36	8,75	-792,97	38,97	-63,48
37	9	-815,62	40,17	-53,74
38	9,25	-838,28	39,27	-43,7
39	9,5	-860,94	36,21	-33,88
40	9,75	-883,59	30,95	-24,83
41	10	-906,25	23,46	-17,09
42	10,25	-928,9	21,83	-11,23
43	10,5	-951,56	16,29	-5,77
44	10,75	-974,22	6,78	-1,7
45	11	-996,87	6,78	0

REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PARATIA (calcolo FEM)

RvX = componente della reazione vincolare lungo X (kN/m)

RvY = componente della reazione vincolare lungo Y (kN/m)

RvZ = componente momento della reazione vincolare (kN*m/m)

pXv = pressione orizzontale del terreno (molle di valle) (kN/mq)

pXm = pressione orizzontale del terreno (molle di monte) (kN/mq)

sez./nodo	x (m)	RvX	RvY	RvZ	pXv	pXm
1	0	0,25	0	0	0	2,03
2	0,25	0,9	0	0	0	3,6
3	0,5	1,29	0	0	0	5,17
4	0,75	1,69	0	0	0	6,74
5	1	2,08	0	0	0	8,31
6	1,25	2,47	0	0	0	9,89
7	1,5	2,86	0	0	0	11,46
8	1,75	2,42	0	0	-3,33	13,03
9	2	1,98	0	0	-6,66	14,6

10	2,25	1,54	0	0	-9,99	16,17
11	2,5	1,1	0	0	-13,32	17,74
12	2,75	0,66	0	0	-16,66	19,32
13	3	0,22	0	0	-19,99	20,89
14	3,25	-0,22	0	0	-23,32	22,46
15	3,5	-0,65	0	0	-26,65	24,03
16	3,75	-1,09	0	0	-29,98	25,6
17	4	-1,53	0	0	-33,31	27,17
18	4,25	-1,97	0	0	-36,64	28,74
19	4,5	-2,19	0	0	-39,09	30,32
20	4,75	-2,01	0	0	-39,94	31,89
21	5	-1,82	0	0	-40,74	33,46
22	5,25	-1,61	0	0	-41,48	35,03
23	5,5	-1,39	0	0	-42,17	36,6
24	5,75	-1,16	0	0	-42,81	38,17
25	6	-0,92	0	0	-43,4	39,75
26	6,25	-0,29	0	0	-43,94	42,79
27	6,5	0,37	0	0	-44,44	45,93
28	6,75	1,05	0	0	-44,9	49,1
29	7	1,75	0	0	-45,32	52,32
30	7,25	-7,06	0	0	-65,65	37,42
31	7,5	-6,48	0	0	-64,81	38,9
32	7,75	-5,88	0	0	-63,89	40,37
33	8	-5,26	0	0	-62,89	41,85
34	8,25	-4,62	0	0	-61,81	43,32
35	8,5	-3,96	0	0	-60,64	44,8
36	8,75	-2,51	0	0	-59,41	49,38
37	9	-0,92	0	0	-58,1	54,4
38	9,25	0,7	0	0	-56,71	59,49
39	9,5	2,35	0	0	-55,25	64,66
40	9,75	4,04	0	0	-53,73	69,9
41	10	5,77	0	0	-52,13	75,2
42	10,25	1,25	0	0	-55,76	60,77
43	10,5	4,26	0	0	-51,6	68,62
44	10,75	7,32	0	0	-47,33	76,6
45	11	5,22	-766,83	0	-42,94	84,69

PERCENTUALI DI SPINTA PASSIVA MOBILITATA

Spinta passiva mobilitata a monte = 0%

Spinta passiva mobilitata a valle = 76%

VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO (calcolo FEM)

Equilibrio alla traslazione orizzontale

somma delle forze esterne orizzontali applicate alla paratia, $SF_x=0,00$ kN/m

spinte di monte dovute a carichi distribuiti esterni, $Sme=0,00$ kN/m

spinte di valle dovute a carichi distribuiti esterni, $Sve=0,00$ kN/m

somma delle reazioni vincolari lungo X, $SommRvX=0,00$ kN/m

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale: $SF_x+Sme+Sve+SommRvX=0,00$ kN/m

Equilibrio alla traslazione verticale

peso proprio della paratia, $Wp=766,83$ kN/m

somma delle forze verticali applicate alla paratia, $SF_y=0,00$ kN/m

somma delle reazioni vincolari lungo Y, $SommRvY=-766,83$ kN/m

equazione di equilibrio alla traslazione verticale: $W_p + S F_y + \text{Somm} R_v Y = 0,00 \text{ kN/m}$

Equilibrio alla rotazione (attorno al primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate alla paratia, $M F_x = 0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di monte, $M S_{me} = 0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di valle, $M S_{ve} = 0,00 \text{ kN*m/m}$

momento delle reazioni vincolari lungo X, $M R_v X = 0,00 \text{ kN*m/m}$

equazione di equilibrio alla rotazione: $M F_x + M S_{me} + M S_{ve} + M R_v X = 0,00 \text{ kN*m/m}$

Spinte orizzontali

spinta delle terre di monte, $S_m = 394,83 \text{ kN/m}$

spinta delle terre di valle, $S_v = -394,82 \text{ kN/m}$

somma componenti orizz. delle forze che i tiranti/puntoni esercitano sull'opera, $S T_x = 0,00 \text{ kN/m}$

somma forze orizzontali applicate alla paratia, $S F_x = 0,00 \text{ kN/m}$

spinte di monte dovute a carichi distribuiti esterni, $S_{me} = 0,00 \text{ kN/m}$

spinte di valle dovute a carichi distribuiti esterni, $S_{ve} = 0,00 \text{ kN/m}$

Momenti delle spinte orizzontali rispetto al primo nodo

momento della spinta delle terre di monte, $M S_m = 2.860,55 \text{ kN*m/m}$

momento della spinta delle terre di valle, $M S_v = -2.860,48 \text{ kN*m/m}$

momento delle compon. orizz. delle forze che i tiranti/puntoni esercitano sull'opera, $M T_x = 0,00 \text{ kN*m/m}$

momento delle forze orizzontali applicate alla paratia, $M F_x = 0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di monte, $M S_{me} = 0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di valle, $M S_{ve} = 0,00 \text{ kN*m/m}$

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	0,358	0,002	-0,0003
2	0,25	0,35	0,002	-0,0003
3	0,5	0,342	0,002	-0,0003
4	0,75	0,334	0,002	-0,0003
5	1	0,326	0,002	-0,0003
6	1,25	0,318	0,002	-0,0003
7	1,5	0,309	0,002	-0,0003
8	1,75	0,301	0,002	-0,0003
9	2	0,293	0,002	-0,0003
10	2,25	0,285	0,002	-0,0003
11	2,5	0,277	0,002	-0,0003
12	2,75	0,269	0,002	-0,0003
13	3	0,261	0,002	-0,0003
14	3,25	0,253	0,002	-0,0003
15	3,5	0,245	0,002	-0,0003
16	3,75	0,236	0,002	-0,0003
17	4	0,228	0,002	-0,0003
18	4,25	0,22	0,002	-0,0003
19	4,5	0,212	0,002	-0,0003
20	4,75	0,204	0,002	-0,0003
21	5	0,196	0,002	-0,0003
22	5,25	0,188	0,002	-0,0003
23	5,5	0,18	0,002	-0,0003
24	5,75	0,172	0,002	-0,0003
25	6	0,164	0,002	-0,0003

26	6,25	0,156	0,002	-0,0003
27	6,5	0,148	0,001	-0,0003
28	6,75	0,14	0,001	-0,0003
29	7	0,132	0,001	-0,0003
30	7,25	0,124	0,001	-0,0003
31	7,5	0,116	0,001	-0,0003
32	7,75	0,108	0,001	-0,0003
33	8	0,101	0,001	-0,0003
34	8,25	0,093	0,001	-0,0003
35	8,5	0,085	0,001	-0,0003
36	8,75	0,077	0,001	-0,0003
37	9	0,069	0,001	-0,0003
38	9,25	0,061	0,001	-0,0003
39	9,5	0,053	0,001	-0,0003
40	9,75	0,046	0	-0,0003
41	10	0,038	0	-0,0003
42	10,25	0,03	0	-0,0003
43	10,5	0,022	0	-0,0003
44	10,75	0,014	0	-0,0003
45	11	0,007	0	-0,0003

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=17,91$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=23,04$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=26,56$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

Parametri di calcolo

n° di cerchi analizzati = 10

Metodo utilizzato: Bishop

Cerchio critico

Coordinate centro e raggio: $X(m)=0$ $Y(m)=-17,3$ $Rc(m)=28,4$

Simbologia adottata

W_t = peso del concio (kN)

W_q = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)

α =angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq)

DX = larghezza lungo X del concio (m)

F_{sh} = forza sismica orizzontale sul concio (kN)

B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura (m)

F_{sv} = forza sismica verticale sul concio (kN)

N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

concio	W_t	W_q	α (°)	u	DX	F_{sh}	B	F_{sv}	N	T
--------	-------	-------	--------------	-----	------	----------	-----	----------	-----	-----

1	17,16	0	-23,66	0	1,35	0	25,65	0	19,89	2,64
2	50,46	0	-20,73	0	1,35	0	25,54	0	56,81	7,55
3	79,54	0	-17,85	0	1,35	0	25,39	0	87,3	11,61
4	106,21	0	-15,01	0	1,35	0	25,2	0	114,78	17,94
5	131,57	0	-12,22	0	1,35	0	24,98	0	139,33	21,77
6	155,08	0	-9,45	0	1,35	0	24,72	0	161,41	25,22
7	176,71	0	-6,71	0	1,35	0	24,43	0	181,26	28,33
8	196,49	0	-3,98	0	1,35	0	24,1	0	199,13	31,12
9	214,46	0	-1,26	0	1,35	0	23,74	0	984,9	153,91
10	8,83	0	0,15	0	0,05	0	23,2	0	8,82	1,38
11	262,23	7,01	1,62	0	1,4	0	22,84	0	268,16	41,91
12	260,04	7,01	4,45	0	1,4	0	22,8	0	264,64	41,36
13	255,8	7,01	7,29	0	1,4	0	22,73	0	259,76	40,59
14	249,47	7,01	10,15	0	1,4	0	22,62	0	253,46	39,61
15	241	7,01	13,04	0	1,4	0	22,48	0	245,68	38,39
16	230,66	7,01	15,96	0	1,4	0	22,3	0	238,14	31,67
17	218,82	7,01	18,93	0	1,4	0	22,08	0	228,33	30,36
18	205,17	7,01	21,95	0	1,4	0	21,82	0	217,12	28,87
19	189,24	7,01	25,03	0	1,4	0	21,51	0	203,93	27,12
20	170,88	7,01	28,2	0	1,4	0	21,16	0	188,41	25,05
21	151	7,01	31,46	0	1,4	0	20,76	0	174,44	17,63
22	130,33	7,01	34,84	0	1,4	0	20,31	0	156,33	15,8
23	107,69	7,01	38,36	0	1,4	0	19,79	0	135,44	13,69
24	81,9	7,01	42,07	0	1,4	0	19,2	0	109,76	11,09
25	52,39	7,01	46,01	0	1,4	0	18,54	0	77,42	7,82
26	18,31	7,01	50,26	0	1,4	0	17,86	0	35,31	3,57

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, $L=38,47$ m

Momento resistente, $M_{resist}=65.050,04$ kN*m

Momento instabilizzante, $M_{instab}=20.334,90$ kN*m

Coefficiente di sicurezza del pendio = $M_{resist}/M_{instab} = 3,199$

n° iterazioni di calcolo = 4

Verifica soddisfatta

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A, $N_{pl_Rd}=2.461,80$ kN

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Avz=59,84$ cm²

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $V_{cz_Rd}=904,84$ kN

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $M_{ely_Rd}=106,79$ kN*m

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $M_{ply_Rd}=146,89$ kN*m

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=262$ N/mm²

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	-0,13	0			
0,25	-9,02	-0,6	-0,03			
0,5	-18,03	-1,27	-0,18	2,4		Si
0,75	-27,04	-2,14	-0,5	4,1		Si
1	-36,05	-3,21	-1,03	6,4		Si
1,25	-45,07	-4,49	-1,83	9,3		Si
1,5	-54,08	-5,97	-2,96	13		Si

1,75	-63,09	-7,22	-4,45	17,6	Si
2	-72,11	-8,25	-6,26	23	Si
2,25	-81,13	-9,05	-8,32	29	Si
2,5	-90,14	-9,62	-10,58	35,5	Si
2,75	-99,15	-9,97	-12,99	42,4	Si
3	-108,16	-10,08	-15,48	49,5	Si
3,25	-117,18	-9,97	-18	56,6	Si
3,5	-126,19	-9,63	-20,49	63,7	Si
3,75	-135,21	-9,07	-22,9	70,5	Si
4	-144,22	-8,27	-25,17	77,1	Si
4,25	-153,24	-7,25	-27,24	83,1	Si
4,5	-162,25	-6,12	-29,05	88,5	Si
4,75	-171,26	-5,08	-30,58	93,2	Si
5	-180,27	-4,13	-31,85	97,3	Si
5,25	-189,29	-3,3	-32,88	100,8	Si
5,5	-198,3	-2,58	-33,71	103,8	Si
5,75	-207,32	-1,98	-34,35	106,3	Si
6	-216,33	-1,5	-34,85	108,5	Si
6,25	-225,34	-1,35	-35,22	110,4	Si
6,5	-234,36	-1,54	-35,56	112,1	Si
6,75	-243,37	-2,09	-35,95	114	Si
7	-252,38	-3	-36,47	116,3	Si
7,25	-261,4	0,66	-37,22	119,1	Si
7,5	-270,41	4,01	-37,06	119,6	Si
7,75	-279,43	7,05	-36,05	118,1	Si
8	-288,44	9,77	-34,29	114,8	Si
8,25	-297,45	12,16	-31,85	109,7	Si
8,5	-306,47	14,21	-28,81	103,3	Si
8,75	-315,48	15,5	-25,26	95,5	Si
9	-324,49	15,98	-21,38	87	Si
9,25	-333,51	15,62	-17,39	78,1	Si
9,5	-342,52	14,41	-13,48	69,5	Si
9,75	-351,54	12,31	-9,88	61,6	Si
10	-360,55	9,33	-6,8	55	Si
10,25	-369,56	8,69	-4,47	50,3	Si
10,5	-378,58	6,48	-2,3	45,9	Si
10,75	-387,59	2,7	-0,68	42,9	Si
11	-396,6	2,7	0	42,2	Si

COMB. 2 (SLU-F)

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=10,20$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=17,91$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=8,84$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\text{Delt_pd}=8,84$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $\text{Fi_d}=23,04$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\text{Delt_ad}=11,28$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\text{Delt_pd}=11,28$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $\text{Fi_d}=26,56$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\text{Delt_ad}=12,92$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\text{Delt_pd}=12,92$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,485147$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,692445$

coeff. di spinta passiva, $K_p=2,340435$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,347093$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,347093$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,916292$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,397202$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,608573$

coeff. di spinta passiva, $K_p=3,12567$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,289046$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,304286$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,863465$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,346082$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,552861$

coeff. di spinta passiva, $K_p=3,880495$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,255383$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,276431$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,820848$

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $\text{Dr}=9,309$ m

Coefficiente di sicurezza, $\text{Eta}=1,062$

n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 21

errore equazione di equilibrio alla rotazione = $-0,12$ kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_inf
1	0,00	1	10,20	0,00	4,89	
ss	7,00	1	118,70	0,00	56,90	46,24
ss	10,00	2	174,62	0,00	68,02	58,90
2	10,81	3	191,60	0,00	64,63	682,42
3	11,00	3	195,62	0,00	696,74	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_inf
11	1,50	1	0,00	0,00	0,00	
ss	7,00	1	85,25	0,00	72,69	67,98
ss	10,00	2	141,17	0,00	112,57	106,36
12	10,81	3	158,15	0,00	119,15	39,37
13	11,00	3	162,17	0,00	40,37	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=569,58$ kN/m

Spinta di valle, $S_v=569,51$ kN/m

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=3,272$ m

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=3,273$ m

Esito verifica alla rotazione

Verifica soddisfatta (essendo $E_t \geq g_{Rot}$)

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA (calcolo FEM)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=9,62$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=14$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=14$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=16$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=16$ (°)

Coefficienti di spinta**strato 1**

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,413164$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,625393$ coeff. di spinta passiva, $K_p=2,958192$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,299312$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,312697$ coeff. di spinta passiva, $K_p=0,87576$ **strato 2**

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,32638$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,530528$ coeff. di spinta passiva, $K_p=4,325139$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,242092$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,265264$ coeff. di spinta passiva, $K_p=0,803463$ **strato 3**

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,27815$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,470081$ coeff. di spinta passiva, $K_p=5,774832$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,209935$ coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,23504$ coeff. di spinta passiva, $K_p=1,103262$ **Numero di iterazioni nel calcolo non lineare e sollecitazioni**

Numero di iterazione effettuate = 3

errore iterazione 0 = 0,009387

errore iterazione 1 = 0,005365

errore iterazione 2 = 0,002688

errore iterazione 3 = 0,000428

sez./nodo	x (m)	Nx (kN/m)	Tz (kN/m)	My (kN*m/m)
1	0	0	-0,63	0
2	0,25	-22,66	-2,41	-0,16
3	0,5	-45,31	-4,7	-0,76
4	0,75	-67,97	-7,5	-1,94
5	1	-90,62	-10,81	-3,81
6	1,25	-113,28	-14,63	-6,51
7	1,5	-135,94	-18,96	-10,17
8	1,75	-158,59	-22,72	-14,91
9	2	-181,25	-25,91	-20,59
10	2,25	-203,91	-28,53	-27,07
11	2,5	-226,56	-30,57	-34,21
12	2,75	-249,22	-32,05	-41,85
13	3	-271,87	-32,95	-49,86

14	3,25	-294,53	-33,28	-58,1
15	3,5	-317,19	-33,03	-66,42
16	3,75	-339,84	-32,22	-74,67
17	4	-362,5	-30,83	-82,73
18	4,25	-385,16	-28,87	-90,44
19	4,5	-407,81	-26,34	-97,65
20	4,75	-430,47	-23,24	-104,24
21	5	-453,12	-19,57	-110,05
22	5,25	-475,78	-16,23	-114,94
23	5,5	-498,44	-13,24	-119
24	5,75	-521,09	-10,63	-122,31
25	6	-543,75	-8,4	-124,97
26	6,25	-566,4	-6,6	-127,07
27	6,5	-589,06	-5,06	-128,72
28	6,75	-611,72	-4,57	-129,98
29	7	-634,37	-5,19	-131,12
30	7,25	-657,03	4,96	-132,42
31	7,5	-679,69	15,5	-131,18
32	7,75	-702,34	25,02	-127,31
33	8	-725	33,49	-121,05
34	8,25	-747,65	40,87	-112,68
35	8,5	-770,31	47,13	-102,46
36	8,75	-792,97	52,21	-90,68
37	9	-815,62	54,68	-77,62
38	9,25	-838,28	54,47	-63,96
39	9,5	-860,94	51,52	-50,34
40	9,75	-883,59	45,77	-37,46
41	10	-906,25	37,16	-26,02
42	10,25	-928,9	33,12	-16,73
43	10,5	-951,56	24,02	-8,45
44	10,75	-974,22	9,76	-2,44
45	11	-996,87	9,76	0

REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PARATIA (calcolo FEM)

RvX = componente della reazione vincolare lungo X (kN/m)

RvY = componente della reazione vincolare lungo Y (kN/m)

RvZ = componente momento della reazione vincolare (kN*m/m)

pXv = pressione orizzontale del terreno (molle di valle) (kN/mq)

pXm = pressione orizzontale del terreno (molle di monte) (kN/mq)

sez./nodo	x (m)	RvX	RvY	RvZ	pXv	pXm
1	0	0,49	0	0	0	3,9
2	0,25	1,37	0	0	0	5,47
3	0,5	1,76	0	0	0	7,04
4	0,75	2,15	0	0	0	8,61
5	1	2,55	0	0	0	10,19
6	1,25	2,94	0	0	0	11,76
7	1,5	3,33	0	0	0	13,33
8	1,75	2,89	0	0	-3,33	14,9
9	2	2,45	0	0	-6,66	16,47
10	2,25	2,01	0	0	-9,99	18,04
11	2,5	1,57	0	0	-13,32	19,62

12	2,75	1,13	0	0	-16,66	21,19
13	3	0,69	0	0	-19,99	22,76
14	3,25	0,25	0	0	-23,32	24,33
15	3,5	-0,19	0	0	-26,65	25,9
16	3,75	-0,63	0	0	-29,98	27,47
17	4	-1,07	0	0	-33,31	29,05
18	4,25	-1,51	0	0	-36,64	30,62
19	4,5	-1,95	0	0	-39,97	32,19
20	4,75	-2,39	0	0	-43,31	33,76
21	5	-2,82	0	0	-46,62	35,33
22	5,25	-2,57	0	0	-47,18	36,9
23	5,5	-2,3	0	0	-47,67	38,47
24	5,75	-2,01	0	0	-48,09	40,05
25	6	-1,71	0	0	-48,45	41,62
26	6,25	-1,39	0	0	-48,75	43,19
27	6,5	-1,18	0	0	-49	44,76
28	6,75	-0,37	0	0	-49,19	47,7
29	7	0,47	0	0	-49,32	51,21
30	7,25	-7,8	0	0	-70,09	38,88
31	7,5	-8,11	0	0	-72,8	40,36
32	7,75	-7,33	0	0	-71,13	41,83
33	8	-6,51	0	0	-69,36	43,31
34	8,25	-5,68	0	0	-67,49	44,78
35	8,5	-4,81	0	0	-65,51	46,26
36	8,75	-3,91	0	0	-63,44	47,8
37	9	-1,9	0	0	-61,27	53,68
38	9,25	0,16	0	0	-59	59,65
39	9,5	2,27	0	0	-56,64	65,72
40	9,75	4,42	0	0	-54,19	71,88
41	10	6,62	0	0	-51,65	78,13
42	10,25	3,1	0	0	-53,14	65,56
43	10,5	7	0	0	-47,2	75,2
44	10,75	10,97	0	0	-41,11	84,99
45	11	7,51	-766,83	0	-34,86	94,94

PERCENTUALI DI SPINTA PASSIVA MOBILITATA

Spinta passiva mobilitata a monte = 8,8%

Spinta passiva mobilitata a valle = 81,1%

VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO (calcolo FEM)

Equilibrio alla traslazione orizzontale

somma delle forze esterne orizzontali applicate alla paratia, $SF_x=0,00$ kN/m

spinte di monte dovute a carichi distribuiti esterni, $Sme=0,00$ kN/m

spinte di valle dovute a carichi distribuiti esterni, $Sve=0,00$ kN/m

somma delle reazioni vincolari lungo X, $SommRvX=0,00$ kN/m

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale: $SF_x+Sme+Sve+SommRvX=0,00$ kN/m

Equilibrio alla traslazione verticale

peso proprio della paratia, $Wp=766,83$ kN/m

somma delle forze verticali applicate alla paratia, $SF_y=0,00$ kN/m

somma delle reazioni vincolari lungo Y, $SommRvY=-766,83$ kN/m

equazione di equilibrio alla traslazione verticale: $Wp+SF_y+SommRvY=0,00$ kN/m

Equilibrio alla rotazione (attorno al primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate alla paratia, $MF_x=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di monte, $MS_{me}=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di valle, $MS_{ve}=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento delle reazioni vincolari lungo X, $MR_vX=0,00 \text{ kN*m/m}$

equazione di equilibrio alla rotazione: $MF_x+MS_{me}+MS_{ve}+MR_vX=0,00 \text{ kN*m/m}$

Spinte orizzontali

spinta delle terre di monte, $S_m=414,84 \text{ kN/m}$

spinta delle terre di valle, $S_v=-414,72 \text{ kN/m}$

somma componenti orizz. delle forze che i tiranti/puntoni esercitano sull'opera, $ST_x=0,00 \text{ kN/m}$

somma forze orizzontali applicate alla paratia, $SF_x=0,00 \text{ kN/m}$

spinte di monte dovute a carichi distribuiti esterni, $S_{me}=0,00 \text{ kN/m}$

spinte di valle dovute a carichi distribuiti esterni, $S_{ve}=0,00 \text{ kN/m}$

Momenti delle spinte orizzontali rispetto al primo nodo

momento della spinta delle terre di monte, $MS_m=2.983,46 \text{ kN*m/m}$

momento della spinta delle terre di valle, $MS_v=-2.982,64 \text{ kN*m/m}$

momento delle compon. orizz. delle forze che i tiranti/puntoni esercitano sull'opera, $MT_x=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento delle forze orizzontali applicate alla paratia, $MF_x=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di monte, $MS_{me}=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di valle, $MS_{ve}=0,00 \text{ kN*m/m}$

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	0,458	0,002	-0,0004
2	0,25	0,447	0,002	-0,0004
3	0,5	0,437	0,002	-0,0004
4	0,75	0,426	0,002	-0,0004
5	1	0,415	0,002	-0,0004
6	1,25	0,404	0,002	-0,0004
7	1,5	0,394	0,002	-0,0004
8	1,75	0,383	0,002	-0,0004
9	2	0,372	0,002	-0,0004
10	2,25	0,362	0,002	-0,0004
11	2,5	0,351	0,002	-0,0004
12	2,75	0,34	0,002	-0,0004
13	3	0,33	0,002	-0,0004
14	3,25	0,319	0,002	-0,0004
15	3,5	0,308	0,002	-0,0004
16	3,75	0,298	0,002	-0,0004
17	4	0,287	0,002	-0,0004
18	4,25	0,276	0,002	-0,0004
19	4,5	0,266	0,002	-0,0004
20	4,75	0,255	0,002	-0,0004
21	5	0,245	0,002	-0,0004
22	5,25	0,234	0,002	-0,0004
23	5,5	0,224	0,002	-0,0004
24	5,75	0,213	0,002	-0,0004
25	6	0,202	0,002	-0,0004
26	6,25	0,192	0,002	-0,0004
27	6,5	0,181	0,001	-0,0004

28	6,75	0,171	0,001	-0,0004
29	7	0,161	0,001	-0,0004
30	7,25	0,15	0,001	-0,0004
31	7,5	0,14	0,001	-0,0004
32	7,75	0,129	0,001	-0,0004
33	8	0,119	0,001	-0,0004
34	8,25	0,109	0,001	-0,0004
35	8,5	0,098	0,001	-0,0004
36	8,75	0,088	0,001	-0,0004
37	9	0,078	0,001	-0,0004
38	9,25	0,067	0,001	-0,0004
39	9,5	0,057	0,001	-0,0004
40	9,75	0,047	0	-0,0004
41	10	0,037	0	-0,0004
42	10,25	0,026	0	-0,0004
43	10,5	0,016	0	-0,0004
44	10,75	0,006	0	-0,0004
45	11	-0,004	0	-0,0004

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=17,91$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=23,04$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=26,56$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

Parametri di calcolo

n° di cerchi analizzati = 10

Metodo utilizzato: Bishop

Cerchio critico

Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -17,3 Rc (m)= 28,4

Simbologia adottata

Wt = peso del concio (kN)

Wq = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)

alfa=angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq)

DX = larghezza lungo X del concio (m)

Fsh = forza sismica orizzontale sul concio (kN)

B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura (m)

Fsv = forza sismica verticale sul concio (kN)

N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	17,16	0	-23,66	0	1,35	0	25,65	0	19,94	2,76
2	50,46	0	-20,73	0	1,35	0	25,54	0	56,94	7,89

3	79,54	0	-17,85	0	1,35	0	25,39	0	87,46	12,12
4	106,21	0	-15,01	0	1,35	0	25,2	0	114,99	18,73
5	131,57	0	-12,22	0	1,35	0	24,98	0	139,54	22,73
6	155,08	0	-9,45	0	1,35	0	24,72	0	161,6	26,32
7	176,71	0	-6,71	0	1,35	0	24,43	0	181,4	29,55
8	196,49	0	-3,98	0	1,35	0	24,1	0	199,22	32,45
9	214,46	0	-1,26	0	1,35	0	23,74	0	985,04	160,44
10	8,83	0	0,15	0	0,05	0	23,2	0	8,82	1,44
11	262,23	14,3	1,62	0	1,4	0	22,84	0	275,37	44,85
12	260,04	14,3	4,45	0	1,4	0	22,8	0	271,73	44,26
13	255,8	14,3	7,29	0	1,4	0	22,73	0	266,74	43,45
14	249,47	14,3	10,15	0	1,4	0	22,62	0	260,36	42,41
15	241	14,3	13,04	0	1,4	0	22,48	0	252,52	41,13
16	230,66	14,3	15,96	0	1,4	0	22,3	0	245,06	33,97
17	218,82	14,3	18,93	0	1,4	0	22,08	0	235,26	32,61
18	205,17	14,3	21,95	0	1,4	0	21,82	0	224,09	31,06
19	189,24	14,3	25,03	0	1,4	0	21,51	0	210,98	29,24
20	170,88	14,3	28,2	0	1,4	0	21,16	0	195,58	27,11
21	151	14,3	31,46	0	1,4	0	20,76	0	182,04	19,17
22	130,33	14,3	34,84	0	1,4	0	20,31	0	164,17	17,29
23	107,69	14,3	38,36	0	1,4	0	19,79	0	143,6	15,12
24	81,9	14,3	42,07	0	1,4	0	19,2	0	118,33	12,46
25	52,39	14,3	46,01	0	1,4	0	18,54	0	86,57	9,12
26	18,31	14,3	50,26	0	1,4	0	17,86	0	45,26	4,77

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, $L=38,47$ m

Momento resistente, $M_{resist}=66.459,58$ kN*m

Momento instabilizzante, $M_{instab}=21.654,53$ kN*m

Coefficiente di sicurezza del pendio = $M_{resist}/M_{instab} = 3,069$

n° iterazioni di calcolo = 4

Verifica soddisfatta

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A, $N_{pl_Rd}=2.461,80$ kN

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Avz=59,84$ cm²

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $V_{cz_Rd}=904,84$ kN

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $M_{ely_Rd}=106,79$ kN*m

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $M_{ply_Rd}=146,89$ kN*m

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=262$ N/mm²

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	-0,25	0			
0,25	-9,02	-0,96	-0,06			
0,5	-18,03	-1,87	-0,3	2,7		Si
0,75	-27,04	-2,98	-0,77	4,8		Si
1	-36,05	-4,3	-1,52	7,6		Si
1,25	-45,07	-5,82	-2,59	11,1		Si
1,5	-54,08	-7,54	-4,05	15,7		Si
1,75	-63,09	-9,04	-5,93	21,3		Si
2	-72,11	-10,31	-8,19	27,8		Si

2,25	-81,13	-11,35	-10,77	35	Si
2,5	-90,14	-12,16	-13,61	43	Si
2,75	-99,15	-12,75	-16,65	51,4	Si
3	-108,16	-13,11	-19,84	60,2	Si
3,25	-117,18	-13,24	-23,12	69,2	Si
3,5	-126,19	-13,14	-26,43	78,2	Si
3,75	-135,21	-12,82	-29,71	87,2	Si
4	-144,22	-12,27	-32,91	96,1	Si
4,25	-153,24	-11,49	-35,98	104,5	Si
4,5	-162,25	-10,48	-38,85	112,5	Si
4,75	-171,26	-9,25	-41,47	119,9	Si
5	-180,27	-7,79	-43,78	126,6	Si
5,25	-189,29	-6,46	-45,73	132,3	Si
5,5	-198,3	-5,27	-47,34	137,2	Si
5,75	-207,32	-4,23	-48,66	141,4	Si
6	-216,33	-3,34	-49,72	144,9	Si
6,25	-225,34	-2,63	-50,55	148	Si
6,5	-234,36	-2,01	-51,21	150,5	Si
6,75	-243,37	-1,82	-51,71	152,7	Si
7	-252,38	-2,06	-52,17	154,8	Si
7,25	-261,4	1,97	-52,68	157	Si
7,5	-270,41	6,17	-52,19	156,8	Si
7,75	-279,43	9,95	-50,65	153,9	Si
8	-288,44	13,32	-48,16	148,8	Si
8,25	-297,45	16,26	-44,83	141,6	Si
8,5	-306,47	18,75	-40,76	132,6	Si
8,75	-315,48	20,77	-36,08	122	Si
9	-324,49	21,75	-30,88	110,3	Si
9,25	-333,51	21,67	-25,45	97,9	Si
9,5	-342,52	20,5	-20,03	85,6	Si
9,75	-351,54	18,21	-14,9	73,9	Si
10	-360,55	14,78	-10,35	63,7	Si
10,25	-369,56	13,18	-6,66	55,6	Si
10,5	-378,58	9,56	-3,36	48,5	Si
10,75	-387,59	3,88	-0,97	43,6	Si
11	-396,6	3,88	0	42,2	Si

COMB. 3 (SLU-S)

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=5,00 \text{ kN/mq}$

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00 \text{ kN/mq}$

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22 (^{\circ})$

coesione drenata, $c'_{d}=0,00 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11 (^{\circ})$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11 (^{\circ})$

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=28$ (°)
 coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=14$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=14$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=32$ (°)
 coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=16$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=16$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,550128$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,625393$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=2,511569$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,363494$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,363494$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=1,021088$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,443332$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,530528$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=3,736182$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,30406$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,30406$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=0,981041$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,38446$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,470081$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=5,035196$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,270021$
 coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,270021$
 coeff. di spinta passiva, $Kp=0,944038$

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $Dr=9,336$ m
 Coefficiente di sicurezza, $Eta=1,148$
 n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 21
 errore equazione di equilibrio alla rotazione = $0,13$ kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_inf
1	0,00	1	5,00	0,00	2,70	

ss	7,00	1	113,50	0,00	61,29	48,82
ss	10,00	2	169,42	0,00	72,88	62,61
2	10,84	3	186,97	0,00	69,10	788,47
3	11,00	3	190,42	0,00	803,01	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_inf
11	1,50	1	0,00	0,00	0,00	
ss	7,00	1	85,25	0,00	74,45	70,70
ss	10,00	2	141,17	0,00	117,08	111,62
12	10,84	3	158,72	0,00	125,49	41,20
13	11,00	3	162,17	0,00	42,09	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=592,19$ kN/m

Spinta di valle, $S_v=592,34$ kN/m

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=3,244$ m

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=3,243$ m

Esito verifica alla rotazione

Verifica soddisfatta (essendo $E_t \geq g_{Rot}$)

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA (calcolo FEM)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=5,00$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=14$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=14$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=16$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=16$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,550128$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,625393$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=2,511569$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,363494$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,363494$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=1,021088$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,443332$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,530528$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=3,736182$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,30406$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,30406$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,981041$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,38446$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,470081$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=5,035196$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,270021$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,270021$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,944038$

Numero di iterazioni nel calcolo non lineare e sollecitazioni

Numero di iterazione effettuate = 4

errore iterazione 0 = 0,007901

errore iterazione 1 = 0,011139

errore iterazione 2 = 0,005307

errore iterazione 3 = 0,002003

errore iterazione 4 = 0,00012

sez./nodo	x (m)	Nx (kN/m)	Tz (kN/m)	My (kN*m/m)
1	0	0	-0,34	0
2	0,25	-17,43	-1,54	-0,08
3	0,5	-34,86	-3,26	-0,47
4	0,75	-52,28	-5,5	-1,28
5	1	-69,71	-8,27	-2,66
6	1,25	-87,14	-11,56	-4,73
7	1,5	-104,57	-15,37	-7,62
8	1,75	-121,99	-18,74	-11,46
9	2	-139,42	-21,66	-16,14
10	2,25	-156,85	-24,13	-21,56
11	2,5	-174,28	-26,15	-27,59
12	2,75	-191,71	-27,73	-34,13
13	3	-209,13	-28,85	-41,06
14	3,25	-226,56	-29,53	-48,27
15	3,5	-243,99	-29,76	-55,65

16	3,75	-261,42	-29,55	-63,1
17	4	-278,85	-28,88	-70,48
18	4,25	-296,27	-27,77	-77,7
19	4,5	-313,7	-26,21	-84,64
20	4,75	-331,13	-24,2	-91,2
21	5	-348,56	-21,74	-97,25
22	5,25	-365,98	-18,84	-102,68
23	5,5	-383,41	-15,49	-107,39
24	5,75	-400,84	-12,27	-111,26
25	6	-418,27	-9,57	-114,33
26	6,25	-435,7	-7,41	-116,72
27	6,5	-453,12	-5,81	-118,57
28	6,75	-470,55	-4,8	-120,03
29	7	-487,98	-4,39	-121,23
30	7,25	-505,41	4,3	-122,32
31	7,5	-522,84	13,59	-121,25
32	7,75	-540,26	22,8	-117,85
33	8	-557,69	30,65	-112,15
34	8,25	-575,12	37,12	-104,49
35	8,5	-592,55	42,14	-95,21
36	8,75	-609,97	45,7	-84,67
37	9	-627,4	47,75	-73,25
38	9,25	-644,83	48,25	-61,31
39	9,5	-662,26	47,18	-49,25
40	9,75	-679,69	44,48	-37,45
41	10	-697,11	39,01	-26,33
42	10,25	-714,54	34,15	-16,58
43	10,5	-731,97	23,31	-8,04
44	10,75	-749,4	8,86	-2,21
45	11	-766,83	8,86	0

REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PARATIA (calcolo FEM)

RvX = componente della reazione vincolare lungo X (kN/m)

RvY = componente della reazione vincolare lungo Y (kN/m)

RvZ = componente momento della reazione vincolare (kN*m/m)

pXv = pressione orizzontale del terreno (molle di valle) (kN/mq)

pXm = pressione orizzontale del terreno (molle di monte) (kN/mq)

sez./nodo	x (m)	RvX	RvY	RvZ	pXv	pXm
1	0	0,34	0	0	0	2,7
2	0,25	1,2	0	0	0	4,79
3	0,5	1,72	0	0	0	6,89
4	0,75	2,24	0	0	0	8,98
5	1	2,77	0	0	0	11,07
6	1,25	3,29	0	0	0	13,16
7	1,5	3,81	0	0	0	15,26
8	1,75	3,37	0	0	-3,88	17,35
9	2	2,92	0	0	-7,77	19,44
10	2,25	2,47	0	0	-11,65	21,53
11	2,5	2,02	0	0	-15,54	23,63
12	2,75	1,57	0	0	-19,42	25,72
13	3	1,13	0	0	-23,3	27,81

14	3,25	0,68	0	0	-27,19	29,9
15	3,5	0,23	0	0	-31,07	32
16	3,75	-0,22	0	0	-34,96	34,09
17	4	-0,66	0	0	-38,84	36,18
18	4,25	-1,11	0	0	-42,72	38,27
19	4,5	-1,56	0	0	-46,61	40,37
20	4,75	-2,01	0	0	-50,49	42,46
21	5	-2,46	0	0	-54,38	44,55
22	5,25	-2,9	0	0	-58,26	46,64
23	5,5	-3,35	0	0	-62,14	48,74
24	5,75	-3,22	0	0	-63,7	50,83
25	6	-2,7	0	0	-63,72	52,92
26	6,25	-2,16	0	0	-63,65	55,01
27	6,5	-1,6	0	0	-63,49	57,11
28	6,75	-1,01	0	0	-63,25	59,2
29	7	-0,41	0	0	-62,92	61,29
30	7,25	-8,69	0	0	-85,59	50,83
31	7,5	-9,3	0	0	-90,02	52,83
32	7,75	-9,21	0	0	-91,66	54,84
33	8	-7,85	0	0	-88,26	56,84
34	8,25	-6,46	0	0	-84,69	58,85
35	8,5	-5,03	0	0	-80,97	60,85
36	8,75	-3,56	0	0	-77,09	62,86
37	9	-2,05	0	0	-73,06	64,86
38	9,25	-0,5	0	0	-68,88	66,86
39	9,5	1,08	0	0	-64,55	68,87
40	9,75	2,7	0	0	-60,08	70,87
41	10	5,47	0	0	-55,47	77,33
42	10,25	4,86	0	0	-51,1	70,55
43	10,5	10,84	0	0	-41,09	84,44
44	10,75	14,46	0	0	-40,73	98,57
45	11	8,86	-766,83	0	-42,09	112,94

PERCENTUALI DI SPINTA PASSIVA MOBILITATA

Spinta passiva mobilitata a monte = 11,6%

Spinta passiva mobilitata a valle = 84,6%

VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO (calcolo FEM)

Equilibrio alla traslazione orizzontale

somma delle forze esterne orizzontali applicate alla paratia, $SF_x=0,00$ kN/m

spinte di monte dovute a carichi distribuiti esterni, $Sme=0,00$ kN/m

spinte di valle dovute a carichi distribuiti esterni, $Sve=0,00$ kN/m

somma delle reazioni vincolari lungo X, $SommRvX=0,00$ kN/m

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale: $SF_x+Sme+Sve+SommRvX=0,00$ kN/m

Equilibrio alla traslazione verticale

peso proprio della paratia, $Wp=766,83$ kN/m

somma delle forze verticali applicate alla paratia, $SF_y=0,00$ kN/m

somma delle reazioni vincolari lungo Y, $SommRvY=-766,83$ kN/m

equazione di equilibrio alla traslazione verticale: $Wp+SF_y+SommRvY=0,00$ kN/m

Equilibrio alla rotazione (attorno al primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate alla paratia, $MF_x=0,00$ kN*m/m

momento dei carichi distribuiti esterni di monte, $MSme=0,00$ kN*m/m

momento dei carichi distribuiti esterni di valle, $MS_{ve}=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento delle reazioni vincolari lungo X, $MR_{vX}=0,00 \text{ kN*m/m}$

equazione di equilibrio alla rotazione: $MF_x+MS_{me}+MS_{ve}+MR_{vX}=0,00 \text{ kN*m/m}$

Spinte orizzontali

spinta delle terre di monte, $S_m=495,81 \text{ kN/m}$

spinta delle terre di valle, $S_v=-495,81 \text{ kN/m}$

somma componenti orizz. delle forze che i tiranti/puntoni esercitano sull'opera, $ST_x=0,00 \text{ kN/m}$

somma forze orizzontali applicate alla paratia, $SF_x=0,00 \text{ kN/m}$

spinte di monte dovute a carichi distribuiti esterni, $S_{me}=0,00 \text{ kN/m}$

spinte di valle dovute a carichi distribuiti esterni, $S_{ve}=0,00 \text{ kN/m}$

Momenti delle spinte orizzontali rispetto al primo nodo

momento della spinta delle terre di monte, $MS_m=3.529,51 \text{ kN*m/m}$

momento della spinta delle terre di valle, $MS_v=-3.529,51 \text{ kN*m/m}$

momento delle compon. orizz. delle forze che i tiranti/puntoni esercitano sull'opera, $MT_x=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento delle forze orizzontali applicate alla paratia, $MF_x=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di monte, $MS_{me}=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di valle, $MS_{ve}=0,00 \text{ kN*m/m}$

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	0,688	0,002	-0,0007
2	0,25	0,672	0,002	-0,0007
3	0,5	0,655	0,002	-0,0007
4	0,75	0,638	0,002	-0,0007
5	1	0,622	0,002	-0,0007
6	1,25	0,605	0,002	-0,0007
7	1,5	0,589	0,002	-0,0007
8	1,75	0,572	0,002	-0,0007
9	2	0,556	0,002	-0,0007
10	2,25	0,539	0,002	-0,0007
11	2,5	0,522	0,002	-0,0007
12	2,75	0,506	0,002	-0,0007
13	3	0,489	0,002	-0,0007
14	3,25	0,473	0,002	-0,0007
15	3,5	0,456	0,002	-0,0007
16	3,75	0,44	0,002	-0,0007
17	4	0,423	0,002	-0,0007
18	4,25	0,407	0,002	-0,0007
19	4,5	0,39	0,002	-0,0007
20	4,75	0,374	0,002	-0,0007
21	5	0,357	0,002	-0,0007
22	5,25	0,341	0,002	-0,0007
23	5,5	0,324	0,002	-0,0007
24	5,75	0,308	0,002	-0,0007
25	6	0,292	0,002	-0,0007
26	6,25	0,275	0,002	-0,0007
27	6,5	0,259	0,001	-0,0007
28	6,75	0,243	0,001	-0,0007
29	7	0,226	0,001	-0,0007

30	7,25	0,21	0,001	-0,0007
31	7,5	0,194	0,001	-0,0006
32	7,75	0,178	0,001	-0,0006
33	8	0,161	0,001	-0,0006
34	8,25	0,145	0,001	-0,0006
35	8,5	0,129	0,001	-0,0006
36	8,75	0,113	0,001	-0,0006
37	9	0,097	0,001	-0,0006
38	9,25	0,081	0,001	-0,0006
39	9,5	0,065	0,001	-0,0006
40	9,75	0,048	0	-0,0006
41	10	0,032	0	-0,0006
42	10,25	0,016	0	-0,0006
43	10,5	0	0	-0,0006
44	10,75	-0,016	0	-0,0006
45	11	-0,032	0	-0,0006

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22$ (°)

coesione drenata, $c'_{_d}=0,00$ kN/mq

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)

coesione drenata, $c'_{_d}=0,00$ kN/mq

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32$ (°)

coesione drenata, $c'_{_d}=0,00$ kN/mq

Parametri di calcolo

n° di cerchi analizzati = 10

Metodo utilizzato: Bishop

condizione di sisma verticale più gravosa: dall'alto verso il basso

Cerchio critico

Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -20,13 Rc (m)= 31,24

Simbologia adottata

Wt = peso del concio (kN)

Wq = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)

alfa=angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq)

DX = larghezza lungo X del concio (m)

Fsh = forza sismica orizzontale sul concio (kN)

B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura (m)

Fsv = forza sismica verticale sul concio (kN)

N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	17,28	0	-21,9	0	1,38	1,03	28,62	0,51	20,58	3,5
2	50,88	0	-19,2	0	1,38	3,03	28,49	1,51	58,98	10,04
3	80,82	0	-16,55	0	1,38	4,81	28,32	2,4	91,44	15,57

4	107,93	0	-13,93	0	1,38	6,42	28,11	3,21	120,49	24,11
5	133,79	0	-11,34	0	1,38	7,96	27,87	3,98	146,39	29,29
6	157,79	0	-8,78	0	1,38	9,38	27,59	4,69	169,65	33,94
7	179,97	0	-6,23	0	1,38	10,7	27,29	5,35	190,58	38,13
8	200,36	0	-3,7	0	1,38	11,92	26,95	5,96	209,46	41,91
9	218,99	0	-1,17	0	1,38	13,02	26,58	6,51	996,61	199,41
10	8,83	0	0,14	0	0,05	0,53	26,03	0,26	9,09	1,82
11	278,07	7,43	1,55	0	1,49	16,98	25,53	8,49	292,52	58,53
12	275,71	7,43	4,28	0	1,49	16,84	25,49	8,42	288,07	57,64
13	271,12	7,43	7,02	0	1,49	16,57	25,42	8,28	282,05	56,44
14	264,27	7,43	9,78	0	1,49	16,16	25,31	8,08	274,44	54,91
15	255,11	7,43	12,56	0	1,49	15,61	25,16	7,81	265,16	53,06
16	243,97	7,43	15,37	0	1,49	14,95	24,98	7,48	256,48	43,67
17	231,23	7,43	18,21	0	1,49	14,19	24,75	7,1	244,99	41,71
18	216,51	7,43	21,11	0	1,49	13,32	24,48	6,66	231,94	39,49
19	199,36	7,43	24,07	0	1,49	12,3	24,17	6,15	216,74	36,9
20	179,64	7,43	27,09	0	1,49	11,13	23,82	5,56	199,04	33,89
21	158,49	7,43	30,2	0	1,49	9,87	23,41	4,93	183,84	23,78
22	136,57	7,43	33,41	0	1,49	8,56	22,95	4,28	163,67	21,17
23	112,5	7,43	36,74	0	1,49	7,13	22,44	3,57	140,54	18,18
24	85,24	7,43	40,23	0	1,49	5,51	21,85	2,76	112,66	14,58
25	54,28	7,43	43,91	0	1,49	3,67	21,2	1,84	78,43	10,15
26	18,9	7,43	47,83	0	1,49	1,57	20,53	0,78	35,34	4,57

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, $L=39,86$ m

Momento resistente, $M_{\text{resist}}=94.267,89$ kN*m

Momento instabilizzante, $M_{\text{instab}}=30.185,94$ kN*m

Coefficiente di sicurezza del pendio = $M_{\text{resist}}/M_{\text{instab}} = 3,123$

n° iterazioni di calcolo = 4

Verifica soddisfatta

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A, $N_{pl_Rd}=2.461,80$ kN

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Avz=59,84$ cm²

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $V_{cz_Rd}=904,84$ kN

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $M_{ely_Rd}=106,79$ kN*m

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $M_{ply_Rd}=146,89$ kN*m

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=262$ N/mm²

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	-0,14	0			
0,25	-6,93	-0,61	-0,03			
0,5	-13,87	-1,3	-0,19	1,9		Si
0,75	-20,8	-2,19	-0,51	3,5		Si
1	-27,73	-3,29	-1,06	5,5		Si
1,25	-34,67	-4,6	-1,88	8,3		Si
1,5	-41,6	-6,11	-3,03	11,9		Si
1,75	-48,53	-7,46	-4,56	16,3		Si
2	-55,47	-8,62	-6,42	21,6		Si
2,25	-62,4	-9,6	-8,58	27,7		Si

2,5	-69,34	-10,4	-10,98	34,3	Si
2,75	-76,27	-11,03	-13,58	41,4	Si
3	-83,2	-11,48	-16,34	48,9	Si
3,25	-90,14	-11,75	-19,2	56,7	Si
3,5	-97,07	-11,84	-22,14	64,6	Si
3,75	-104,01	-11,76	-25,1	72,6	Si
4	-110,94	-11,49	-28,04	80,6	Si
4,25	-117,87	-11,05	-30,91	88,4	Si
4,5	-124,81	-10,43	-33,67	95,9	Si
4,75	-131,74	-9,63	-36,28	103	Si
5	-138,67	-8,65	-38,69	109,6	Si
5,25	-145,6	-7,5	-40,85	115,7	Si
5,5	-152,54	-6,16	-42,73	121	Si
5,75	-159,47	-4,88	-44,26	125,5	Si
6	-166,41	-3,81	-45,49	129,3	Si
6,25	-173,34	-2,95	-46,44	132,3	Si
6,5	-180,27	-2,31	-47,17	134,9	Si
6,75	-187,21	-1,91	-47,75	137	Si
7	-194,14	-1,75	-48,23	138,9	Si
7,25	-201,08	1,71	-48,66	140,7	Si
7,5	-208,01	5,41	-48,24	140,4	Si
7,75	-214,94	9,07	-46,89	137,9	Si
8	-221,88	12,19	-44,62	133	Si
8,25	-228,81	14,77	-41,57	126,3	Si
8,5	-235,75	16,77	-37,88	118	Si
8,75	-242,68	18,18	-33,69	108,4	Si
9	-249,61	19	-29,14	98	Si
9,25	-256,55	19,2	-24,39	87,1	Si
9,5	-263,48	18,77	-19,59	76,1	Si
9,75	-270,41	17,7	-14,9	65,3	Si
10	-277,34	15,52	-10,48	55,2	Si
10,25	-284,28	13,59	-6,6	46,4	Si
10,5	-291,21	9,27	-3,2	38,8	Si
10,75	-298,15	3,52	-0,88	33,9	Si
11	-305,08	3,52	0	32,5	Si

COMB. 4 (SLU-S)

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=7,40$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $\varphi_{id}=22$ (°)

coesione drenata, $c'_{id}=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta\varphi_{ad}=11$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta\varphi_{pd}=11$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)
 coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=14$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=14$ (°)
strato 3
 peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32$ (°)
 coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=16$ (°)
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=16$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,550128$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,625393$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=2,511569$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,363494$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,363494$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=1,021088$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,443332$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,530528$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=3,736182$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,30406$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,30406$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,981041$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,38446$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,470081$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=5,035196$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,270021$
 coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,270021$
 coeff. di spinta passiva, $K_p=0,944038$

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $D_r=9,331$ m
 Coefficiente di sicurezza, $E_t=1,103$
 n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 21
 errore equazione di equilibrio alla rotazione = $-0,47$ kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_ inf
1	0,00	1	7,40	0,00	4,00	
ss	7,00	1	115,90	0,00	62,59	49,86

ss	10,00	2	171,82	0,00	73,91	63,50
2	10,83	3	189,28	0,00	69,95	830,62
3	11,00	3	192,82	0,00	846,18	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia

tensioni in kN/mq

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s_ sup	s_inf
11	1,50	1	0,00	0,00	0,00	
ss	7,00	1	85,25	0,00	77,47	73,58
ss	10,00	2	141,17	0,00	121,84	116,15
12	10,83	3	158,63	0,00	130,51	41,17
13	11,00	3	162,17	0,00	42,09	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=615,66$ kN/m

Spinta di valle, $S_v=615,72$ kN/m

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=3,246$ m

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=3,247$ m

Esito verifica alla rotazione

Verifica soddisfatta (essendo $E_t \geq g_{Rot}$)

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA (calcolo FEM)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=7,40$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22$ (°)

coesione drenata, $c'_{d}=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28$ (°)

coesione drenata, $c'_{d}=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=14$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=14$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32$ (°)

coesione drenata, $c'_{d}=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=16$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=16$ (°)

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,550128$

coeff. di spinta a riposo, $K_0=0,625393$

coeff. di spinta passiva, $K_p=2,511569$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,363494$

coeff. di spinta a riposo, $K_0=0,363494$

coeff. di spinta passiva, $K_p=1,021088$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,443332$

coeff. di spinta a riposo, $K_0=0,530528$

coeff. di spinta passiva, $K_p=3,736182$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,30406$

coeff. di spinta a riposo, $K_0=0,30406$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,981041$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,38446$

coeff. di spinta a riposo, $K_0=0,470081$

coeff. di spinta passiva, $K_p=5,035196$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,270021$

coeff. di spinta a riposo, $K_0=0,270021$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,944038$

Numero di iterazioni nel calcolo non lineare e sollecitazioni

Numero di iterazione effettuate = 4

errore iterazione 0 = 0,008425

errore iterazione 1 = 0,012155

errore iterazione 2 = 0,007615

errore iterazione 3 = 0,004822

errore iterazione 4 = 0,000447

sez./nodo	x (m)	Nx (kN/m)	Tz (kN/m)	My (kN*m/m)
1	0	0	-0,5	0
2	0,25	-17,43	-2,02	-0,12
3	0,5	-34,86	-4,07	-0,63
4	0,75	-52,28	-6,64	-1,65
5	1	-69,71	-9,73	-3,31
6	1,25	-87,14	-13,34	-5,74
7	1,5	-104,57	-17,48	-9,07
8	1,75	-121,99	-21,17	-13,44
9	2	-139,42	-24,41	-18,74
10	2,25	-156,85	-27,21	-24,84
11	2,5	-174,28	-29,55	-31,64
12	2,75	-191,71	-31,45	-39,03
13	3	-209,13	-32,9	-46,89
14	3,25	-226,56	-33,91	-55,12
15	3,5	-243,99	-34,46	-63,59
16	3,75	-261,42	-34,57	-72,21

17	4	-278,85	-34,23	-80,85
18	4,25	-296,27	-33,44	-89,41
19	4,5	-313,7	-32,2	-97,77
20	4,75	-331,13	-30,52	-105,82
21	5	-348,56	-28,39	-113,45
22	5,25	-365,98	-25,81	-120,54
23	5,5	-383,41	-22,78	-126,99
24	5,75	-400,84	-19,3	-132,69
25	6	-418,27	-15,38	-137,51
26	6,25	-435,7	-11,27	-141,36
27	6,5	-453,12	-7,85	-144,18
28	6,75	-470,55	-5,13	-146,14
29	7	-487,98	-3,16	-147,42
30	7,25	-505,41	5,27	-148,21
31	7,5	-522,84	14,31	-146,89
32	7,75	-540,26	23,96	-143,32
33	8	-557,69	34,21	-137,33
34	8,25	-575,12	43,09	-128,77
35	8,5	-592,55	50,16	-118
36	8,75	-609,97	55,35	-105,46
37	9	-627,4	58,62	-91,62
38	9,25	-644,83	59,93	-76,97
39	9,5	-662,26	59,23	-61,99
40	9,75	-679,69	56,46	-47,18
41	10	-697,11	50,17	-33,06
42	10,25	-714,54	42,42	-20,52
43	10,5	-731,97	28,72	-9,92
44	10,75	-749,4	10,95	-2,74
45	11	-766,83	10,95	0

REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PARATIA (calcolo FEM)

RvX = componente della reazione vincolare lungo X (kN/m)

RvY = componente della reazione vincolare lungo Y (kN/m)

RvZ = componente momento della reazione vincolare (kN*m/m)

pXv = pressione orizzontale del terreno (molle di valle) (kN/mq)

pXm = pressione orizzontale del terreno (molle di monte) (kN/mq)

sez./nodo	x (m)	RvX	RvY	RvZ	pXv	pXm
1	0	0,5	0	0	0	4
2	0,25	1,52	0	0	0	6,09
3	0,5	2,05	0	0	0	8,18
4	0,75	2,57	0	0	0	10,27
5	1	3,09	0	0	0	12,37
6	1,25	3,61	0	0	0	14,46
7	1,5	4,14	0	0	0	16,55
8	1,75	3,69	0	0	-3,88	18,64
9	2	3,24	0	0	-7,77	20,74
10	2,25	2,79	0	0	-11,65	22,83
11	2,5	2,35	0	0	-15,54	24,92
12	2,75	1,9	0	0	-19,42	27,01
13	3	1,45	0	0	-23,3	29,11
14	3,25	1	0	0	-27,19	31,2

15	3,5	0,56	0	0	-31,07	33,29
16	3,75	0,11	0	0	-34,96	35,38
17	4	-0,34	0	0	-38,84	37,48
18	4,25	-0,79	0	0	-42,72	39,57
19	4,5	-1,24	0	0	-46,61	41,66
20	4,75	-1,68	0	0	-50,49	43,76
21	5	-2,13	0	0	-54,38	45,85
22	5,25	-2,58	0	0	-58,26	47,94
23	5,5	-3,03	0	0	-62,14	50,03
24	5,75	-3,48	0	0	-66,03	52,13
25	6	-3,92	0	0	-69,91	54,22
26	6,25	-4,11	0	0	-72,74	56,31
27	6,5	-3,42	0	0	-72,1	58,4
28	6,75	-2,71	0	0	-71,35	60,5
29	7	-1,97	0	0	-70,49	62,59
30	7,25	-8,43	0	0	-85,59	51,86
31	7,5	-9,04	0	0	-90,02	53,87
32	7,75	-9,65	0	0	-94,46	55,87
33	8	-10,25	0	0	-98,89	57,87
34	8,25	-8,88	0	0	-95,41	59,88
35	8,5	-7,06	0	0	-90,13	61,88
36	8,75	-5,19	0	0	-84,66	63,89
37	9	-3,27	0	0	-78,99	65,89
38	9,25	-1,31	0	0	-73,13	67,9
39	9,5	0,7	0	0	-67,09	69,9
40	9,75	2,76	0	0	-60,85	71,91
41	10	6,3	0	0	-54,44	79,64
42	10,25	7,75	0	0	-45,89	76,88
43	10,5	13,7	0	0	-39,37	94,18
44	10,75	17,76	0	0	-40,73	111,79
45	11	10,95	-766,83	0	-42,09	129,7

PERCENTUALI DI SPINTA PASSIVA MOBILITATA

Spinta passiva mobilitata a monte = 12,3%

Spinta passiva mobilitata a valle = 89%

VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO (calcolo FEM)

Equilibrio alla traslazione orizzontale

somma delle forze esterne orizzontali applicate alla paratia, $SF_x=0,00$ kN/m

spinte di monte dovute a carichi distribuiti esterni, $Sme=0,00$ kN/m

spinte di valle dovute a carichi distribuiti esterni, $Sve=0,00$ kN/m

somma delle reazioni vincolari lungo X, $SommRvX=0,00$ kN/m

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale: $SF_x+Sme+Sve+SommRvX=0,00$ kN/m

Equilibrio alla traslazione verticale

peso proprio della paratia, $Wp=766,83$ kN/m

somma delle forze verticali applicate alla paratia, $SF_y=0,00$ kN/m

somma delle reazioni vincolari lungo Y, $SommRvY=-766,83$ kN/m

equazione di equilibrio alla traslazione verticale: $Wp+SF_y+SommRvY=0,00$ kN/m

Equilibrio alla rotazione (attorno al primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate alla paratia, $MF_x=0,00$ kN*m/m

momento dei carichi distribuiti esterni di monte, $MSme=0,00$ kN*m/m

momento dei carichi distribuiti esterni di valle, $MSve=0,00$ kN*m/m

momento delle reazioni vincolari lungo X, $MRvX=0,00 \text{ kN*m/m}$

equazione di equilibrio alla rotazione: $MFx+MSme+MSve+MRvX=0,00 \text{ kN*m/m}$

Spinte orizzontali

spinta delle terre di monte, $Sm=517,88 \text{ kN/m}$

spinta delle terre di valle, $Sv=-517,88 \text{ kN/m}$

somma componenti orizz. delle forze che i tiranti/puntoni esercitano sull'opera, $STx=0,00 \text{ kN/m}$

somma forze orizzontali applicate alla paratia, $SFx=0,00 \text{ kN/m}$

spinte di monte dovute a carichi distribuiti esterni, $Sme=0,00 \text{ kN/m}$

spinte di valle dovute a carichi distribuiti esterni, $Sve=0,00 \text{ kN/m}$

Momenti delle spinte orizzontali rispetto al primo nodo

momento della spinta delle terre di monte, $MSm=3.692,68 \text{ kN*m/m}$

momento della spinta delle terre di valle, $MSv=-3.692,68 \text{ kN*m/m}$

momento delle compon. orizz. delle forze che i tiranti/puntoni esercitano sull'opera, $MTx=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento delle forze orizzontali applicate alla paratia, $MFx=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di monte, $MSme=0,00 \text{ kN*m/m}$

momento dei carichi distribuiti esterni di valle, $MSve=0,00 \text{ kN*m/m}$

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	0,875	0,002	-0,0009
2	0,25	0,854	0,002	-0,0009
3	0,5	0,832	0,002	-0,0009
4	0,75	0,811	0,002	-0,0009
5	1	0,79	0,002	-0,0009
6	1,25	0,768	0,002	-0,0009
7	1,5	0,747	0,002	-0,0009
8	1,75	0,726	0,002	-0,0009
9	2	0,704	0,002	-0,0009
10	2,25	0,683	0,002	-0,0009
11	2,5	0,662	0,002	-0,0009
12	2,75	0,64	0,002	-0,0009
13	3	0,619	0,002	-0,0009
14	3,25	0,598	0,002	-0,0009
15	3,5	0,576	0,002	-0,0009
16	3,75	0,555	0,002	-0,0009
17	4	0,534	0,002	-0,0009
18	4,25	0,512	0,002	-0,0009
19	4,5	0,491	0,002	-0,0008
20	4,75	0,47	0,002	-0,0008
21	5	0,449	0,002	-0,0008
22	5,25	0,428	0,002	-0,0008
23	5,5	0,406	0,002	-0,0008
24	5,75	0,385	0,002	-0,0008
25	6	0,364	0,002	-0,0008
26	6,25	0,343	0,002	-0,0008
27	6,5	0,322	0,001	-0,0008
28	6,75	0,301	0,001	-0,0008
29	7	0,28	0,001	-0,0008
30	7,25	0,259	0,001	-0,0008

31	7,5	0,238	0,001	-0,0008
32	7,75	0,217	0,001	-0,0008
33	8	0,196	0,001	-0,0008
34	8,25	0,175	0,001	-0,0008
35	8,5	0,154	0,001	-0,0008
36	8,75	0,134	0,001	-0,0008
37	9	0,113	0,001	-0,0008
38	9,25	0,092	0,001	-0,0008
39	9,5	0,071	0,001	-0,0008
40	9,75	0,05	0	-0,0008
41	10	0,03	0	-0,0008
42	10,25	0,009	0	-0,0008
43	10,5	-0,012	0	-0,0008
44	10,75	-0,033	0	-0,0008
45	11	-0,053	0	-0,0008

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=22$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=28$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=32$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

Parametri di calcolo

n° di cerchi analizzati = 10

Metodo utilizzato: Bishop

condizione di sisma verticale più gravosa: dall'alto verso il basso

Cerchio critico

Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -20,13 R_c (m)= 31,24

Simbologia adottata

W_t = peso del concio (kN)

W_q = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)

α =angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq)

DX = larghezza lungo X del concio (m)

F_{sh} = forza sismica orizzontale sul concio (kN)

B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura (m)

F_{sv} = forza sismica verticale sul concio (kN)

N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

concio	W_t	W_q	α (°)	u	DX	F_{sh}	B	F_{sv}	N	T
1	17,28	0	-21,9	0	1,38	1,03	28,62	0,51	20,61	3,56
2	50,88	0	-19,2	0	1,38	3,03	28,49	1,51	59,04	10,21
3	80,82	0	-16,55	0	1,38	4,81	28,32	2,4	91,51	15,82
4	107,93	0	-13,93	0	1,38	6,42	28,11	3,21	120,59	24,5

5	133,79	0	-11,34	0	1,38	7,96	27,87	3,98	146,48	29,76
6	157,79	0	-8,78	0	1,38	9,38	27,59	4,69	169,73	34,48
7	179,97	0	-6,23	0	1,38	10,7	27,29	5,35	190,65	38,73
8	200,36	0	-3,7	0	1,38	11,92	26,95	5,96	209,5	42,56
9	218,99	0	-1,17	0	1,38	13,02	26,58	6,51	996,67	202,48
10	8,83	0	0,14	0	0,05	0,53	26,03	0,26	9,09	1,85
11	278,07	11	1,55	0	1,49	17,19	25,46	8,6	296,15	60,16
12	275,71	11	4,28	0	1,49	17,05	25,43	8,53	291,63	59,25
13	271,12	11	7,02	0	1,49	16,78	25,35	8,39	285,56	58,01
14	264,27	11	9,78	0	1,49	16,37	25,24	8,19	277,9	56,46
15	255,11	11	12,56	0	1,49	15,83	25,09	7,91	268,58	54,56
16	243,97	11	15,37	0	1,49	15,16	24,91	7,58	259,94	44,93
17	231,23	11	18,21	0	1,49	14,41	24,68	7,2	248,45	42,95
18	216,51	11	21,11	0	1,49	13,53	24,42	6,77	235,41	40,69
19	199,36	11	24,07	0	1,49	12,51	24,11	6,26	220,24	38,07
20	179,64	11	27,09	0	1,49	11,34	23,75	5,67	202,59	35,02
21	158,49	11	30,2	0	1,49	10,08	23,34	5,04	187,59	24,64
22	136,57	11	33,41	0	1,49	8,78	22,88	4,39	167,52	22
23	112,5	11	36,74	0	1,49	7,35	22,37	3,67	144,53	18,98
24	85,24	11	40,23	0	1,49	5,72	21,79	2,86	116,82	15,34
25	54,28	11	43,91	0	1,49	3,88	21,14	1,94	82,83	10,88
26	18,9	11	47,83	0	1,49	1,78	20,48	0,89	40,05	5,26

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, $L=39,86$ m

Momento resistente, $M_{\text{resist}}=95.225,67$ kN*m

Momento instabilizzante, $M_{\text{instab}}=30.959,19$ kN*m

Coefficiente di sicurezza del pendio = $M_{\text{resist}}/M_{\text{instab}} = 3,076$

n° iterazioni di calcolo = 4

Verifica soddisfatta

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A, $N_{pl_Rd}=2.461,80$ kN

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Avz=59,84$ cm²

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $V_{cz_Rd}=904,84$ kN

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $M_{el_y_Rd}=106,79$ kN*m

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $M_{pl_y_Rd}=146,89$ kN*m

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=262$ N/mm²

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	-0,2	0			
0,25	-6,93	-0,8	-0,05			
0,5	-13,87	-1,62	-0,25	2,1		Si
0,75	-20,8	-2,64	-0,66	3,8		Si
1	-27,73	-3,87	-1,32	6,2		Si
1,25	-34,67	-5,31	-2,28	9,3		Si
1,5	-41,6	-6,95	-3,61	13,3		Si
1,75	-48,53	-8,42	-5,35	18,3		Si
2	-55,47	-9,71	-7,46	24,2		Si
2,25	-62,4	-10,83	-9,88	30,9		Si
2,5	-69,34	-11,76	-12,59	38,2		Si

2,75	-76,27	-12,51	-15,53	46,2	Si
3	-83,2	-13,09	-18,66	54,6	Si
3,25	-90,14	-13,49	-21,93	63,4	Si
3,5	-97,07	-13,71	-25,3	72,4	Si
3,75	-104,01	-13,75	-28,73	81,5	Si
4	-110,94	-13,62	-32,17	90,7	Si
4,25	-117,87	-13,3	-35,57	99,8	Si
4,5	-124,81	-12,81	-38,9	108,7	Si
4,75	-131,74	-12,14	-42,1	117,3	Si
5	-138,67	-11,29	-45,14	125,4	Si
5,25	-145,6	-10,27	-47,96	133,1	Si
5,5	-152,54	-9,06	-50,52	140,1	Si
5,75	-159,47	-7,68	-52,79	146,4	Si
6	-166,41	-6,12	-54,71	151,9	Si
6,25	-173,34	-4,48	-56,24	156,4	Si
6,5	-180,27	-3,12	-57,36	159,9	Si
6,75	-187,21	-2,04	-58,14	162,5	Si
7	-194,14	-1,26	-58,65	164,5	Si
7,25	-201,08	2,1	-58,97	166	Si
7,5	-208,01	5,69	-58,44	165,4	Si
7,75	-214,94	9,53	-57,02	162,7	Si
8	-221,88	13,61	-54,64	157,6	Si
8,25	-228,81	17,14	-51,23	150	Si
8,5	-235,75	19,96	-46,95	140,2	Si
8,75	-242,68	22,02	-41,96	128,7	Si
9	-249,61	23,32	-36,45	115,9	Si
9,25	-256,55	23,84	-30,62	102,4	Si
9,5	-263,48	23,56	-24,66	88,5	Si
9,75	-270,41	22,46	-18,77	74,8	Si
10	-277,34	19,96	-13,15	61,8	Si
10,25	-284,28	16,88	-8,16	50,3	Si
10,5	-291,21	11,43	-3,95	40,7	Si
10,75	-298,15	4,36	-1,09	34,4	Si
11	-305,08	4,36	0	32,5	Si

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

COMB. 1 SLE-Permanente

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA (calcolo FEM)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=5,00$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_{i,d}=22$ (°)

coesione drenata, $c'_{d}=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=28 (^{\circ})$

coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=14 (^{\circ})$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=14 (^{\circ})$

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=32 (^{\circ})$

coesione drenata, $c'_d=0,00 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $Delt_{ad}=16 (^{\circ})$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $Delt_{pd}=16 (^{\circ})$

Coefficienti di spintastrato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,413164$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,625393$

coeff. di spinta passiva, $Kp=2,958192$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,299312$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,312697$

coeff. di spinta passiva, $Kp=0,87576$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,32638$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,530528$

coeff. di spinta passiva, $Kp=4,325139$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,242092$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,265264$

coeff. di spinta passiva, $Kp=0,803463$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,27815$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,470081$

coeff. di spinta passiva, $Kp=5,774832$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $Ka=0,209935$

coeff. di spinta a riposo, $Ko=0,23504$

coeff. di spinta passiva, $Kp=1,103262$

Numero di iterazioni nel calcolo non lineare e sollecitazioni

Numero di iterazione effettuate = 3

errore iterazione 0 = 0,00838

errore iterazione 1 = 0,004035

errore iterazione 2 = 0,001634

errore iterazione 3 = 0,00011

sez./nodo	x (m)	Nx (kN/m)	Tz (kN/m)	My (kN*m/m)
-----------	---------	-------------	-------------	---------------

1	0	0	-0,25	0
2	0,25	-17,43	-1,15	-0,06
3	0,5	-34,86	-2,45	-0,35
4	0,75	-52,28	-4,13	-0,96
5	1	-69,71	-6,21	-2
6	1,25	-87,14	-8,68	-3,55
7	1,5	-104,57	-11,55	-5,72
8	1,75	-121,99	-13,97	-8,61
9	2	-139,42	-15,96	-12,1
10	2,25	-156,85	-17,5	-16,09
11	2,5	-174,28	-18,6	-20,46
12	2,75	-191,71	-19,27	-25,11
13	3	-209,13	-19,49	-29,93
14	3,25	-226,56	-19,28	-34,8
15	3,5	-243,99	-18,62	-39,62
16	3,75	-261,42	-17,53	-44,28
17	4	-278,85	-15,99	-48,66
18	4,25	-296,27	-14,02	-52,66
19	4,5	-313,7	-11,83	-56,17
20	4,75	-331,13	-9,81	-59,12
21	5	-348,56	-7,99	-61,58
22	5,25	-365,98	-6,38	-63,58
23	5,5	-383,41	-4,99	-65,17
24	5,75	-400,84	-3,83	-66,42
25	6	-418,27	-2,91	-67,38
26	6,25	-435,7	-2,62	-68,1
27	6,5	-453,12	-2,99	-68,76
28	6,75	-470,55	-4,04	-69,5
29	7	-487,98	-5,79	-70,51
30	7,25	-505,41	1,27	-71,96
31	7,5	-522,84	7,75	-71,64
32	7,75	-540,26	13,63	-69,71
33	8	-557,69	18,89	-66,3
34	8,25	-575,12	23,51	-61,58
35	8,5	-592,55	27,47	-55,7
36	8,75	-609,97	29,98	-48,83
37	9	-627,4	30,9	-41,34
38	9,25	-644,83	30,21	-33,61
39	9,5	-662,26	27,85	-26,06
40	9,75	-679,69	23,81	-19,1
41	10	-697,11	18,04	-13,15
42	10,25	-714,54	16,79	-8,64
43	10,5	-731,97	12,53	-4,44
44	10,75	-749,4	5,22	-1,3
45	11	-766,83	5,22	0

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	0,358	0,002	-0,0003

2	0,25	0,35	0,002	-0,0003
3	0,5	0,342	0,002	-0,0003
4	0,75	0,334	0,002	-0,0003
5	1	0,326	0,002	-0,0003
6	1,25	0,318	0,002	-0,0003
7	1,5	0,309	0,002	-0,0003
8	1,75	0,301	0,002	-0,0003
9	2	0,293	0,002	-0,0003
10	2,25	0,285	0,002	-0,0003
11	2,5	0,277	0,002	-0,0003
12	2,75	0,269	0,002	-0,0003
13	3	0,261	0,002	-0,0003
14	3,25	0,253	0,002	-0,0003
15	3,5	0,245	0,002	-0,0003
16	3,75	0,236	0,002	-0,0003
17	4	0,228	0,002	-0,0003
18	4,25	0,22	0,002	-0,0003
19	4,5	0,212	0,002	-0,0003
20	4,75	0,204	0,002	-0,0003
21	5	0,196	0,002	-0,0003
22	5,25	0,188	0,002	-0,0003
23	5,5	0,18	0,002	-0,0003
24	5,75	0,172	0,002	-0,0003
25	6	0,164	0,002	-0,0003
26	6,25	0,156	0,002	-0,0003
27	6,5	0,148	0,001	-0,0003
28	6,75	0,14	0,001	-0,0003
29	7	0,132	0,001	-0,0003
30	7,25	0,124	0,001	-0,0003
31	7,5	0,116	0,001	-0,0003
32	7,75	0,108	0,001	-0,0003
33	8	0,101	0,001	-0,0003
34	8,25	0,093	0,001	-0,0003
35	8,5	0,085	0,001	-0,0003
36	8,75	0,077	0,001	-0,0003
37	9	0,069	0,001	-0,0003
38	9,25	0,061	0,001	-0,0003
39	9,5	0,053	0,001	-0,0003
40	9,75	0,046	0	-0,0003
41	10	0,038	0	-0,0003
42	10,25	0,03	0	-0,0003
43	10,5	0,022	0	-0,0003
44	10,75	0,014	0	-0,0003
45	11	0,007	0	-0,0003

COMB. 2 SLE-Rara

Verifiche a fessurazione e alle tensioni di esercizio non necessarie (paratia non in c.a.)

COMB. 3 SLE-Frequente

Verifiche a fessurazione e alle tensioni di esercizio non necessarie (paratia non in c.a.)

COMB. 4 SLE-Quasi permanente

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA (calcolo FEM)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=7,40 \text{ kN/mq}$

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00 \text{ kN/mq}$

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=15,50 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=22 (^{\circ})$

coesione drenata, $c'_{d}=0,00 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=11 (^{\circ})$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=11 (^{\circ})$

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,64 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=28 (^{\circ})$

coesione drenata, $c'_{d}=0,00 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=14 (^{\circ})$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=14 (^{\circ})$

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=21,00 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=32 (^{\circ})$

coesione drenata, $c'_{d}=0,00 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_{ad}=16 (^{\circ})$

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta passiva), $\Delta_{pd}=16 (^{\circ})$

Coefficienti di spinta

strato 1

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,413164$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,625393$

coeff. di spinta passiva, $K_p=2,958192$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,299312$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,312697$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,87576$

strato 2

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,32638$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,530528$

coeff. di spinta passiva, $K_p=4,325139$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,242092$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,265264$

coeff. di spinta passiva, $K_p=0,803463$

strato 3

lato monte:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,27815$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,470081$

coeff. di spinta passiva, $K_p=5,774832$

lato valle:

coeff. di spinta attiva, $K_a=0,209935$

coeff. di spinta a riposo, $K_o=0,23504$

coeff. di spinta passiva, $K_p=1,103262$

Numero di iterazioni nel calcolo non lineare e sollecitazioni

Numero di iterazione effettuate = 3

errore iterazione 0 = 0,008903

errore iterazione 1 = 0,004685

errore iterazione 2 = 0,002151

errore iterazione 3 = 0,000177

sez./nodo	x (m)	Nx (kN/m)	Tz (kN/m)	My (kN*m/m)
1	0	0	-0,38	0
2	0,25	-17,43	-1,52	-0,09
3	0,5	-34,86	-3,05	-0,47
4	0,75	-52,28	-4,98	-1,24
5	1	-69,71	-7,31	-2,48
6	1,25	-87,14	-10,02	-4,31
7	1,5	-104,57	-13,13	-6,81
8	1,75	-121,99	-15,8	-10,1
9	2	-139,42	-18,02	-14,05
10	2,25	-156,85	-19,81	-18,55
11	2,5	-174,28	-21,16	-23,5
12	2,75	-191,71	-22,07	-28,79
13	3	-209,13	-22,54	-34,31
14	3,25	-226,56	-22,56	-39,94
15	3,5	-243,99	-22,15	-45,59
16	3,75	-261,42	-21,3	-51,12
17	4	-278,85	-20,01	-56,45
18	4,25	-296,27	-18,28	-61,45
19	4,5	-313,7	-16,11	-66,02
20	4,75	-331,13	-13,62	-70,05
21	5	-348,56	-11,35	-73,45
22	5,25	-365,98	-9,3	-76,29
23	5,5	-383,41	-7,5	-78,62
24	5,75	-400,84	-5,96	-80,49
25	6	-418,27	-4,69	-81,98
26	6,25	-435,7	-3,71	-83,16
27	6,5	-453,12	-3,38	-84,08
28	6,75	-470,55	-3,79	-84,93
29	7	-487,98	-4,97	-85,88
30	7,25	-505,41	2,92	-87,12
31	7,5	-522,84	10,16	-86,39
32	7,75	-540,26	16,7	-83,85
33	8	-557,69	22,54	-79,67
34	8,25	-575,12	27,64	-74,04
35	8,5	-592,55	31,98	-67,13
36	8,75	-609,97	35,12	-59,13
37	9	-627,4	36,47	-50,35
38	9,25	-644,83	35,99	-41,24

39	9,5	-662,26	33,64	-32,24
40	9,75	-679,69	29,39	-23,83
41	10	-697,11	23,18	-16,48
42	10,25	-714,54	21,01	-10,69
43	10,5	-731,97	15,41	-5,43
44	10,75	-749,4	6,32	-1,58
45	11	-766,83	6,32	0

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	0,406	0,002	-0,0004
2	0,25	0,396	0,002	-0,0004
3	0,5	0,387	0,002	-0,0004
4	0,75	0,377	0,002	-0,0004
5	1	0,368	0,002	-0,0004
6	1,25	0,359	0,002	-0,0004
7	1,5	0,349	0,002	-0,0004
8	1,75	0,34	0,002	-0,0004
9	2	0,331	0,002	-0,0004
10	2,25	0,321	0,002	-0,0004
11	2,5	0,312	0,002	-0,0004
12	2,75	0,303	0,002	-0,0004
13	3	0,293	0,002	-0,0004
14	3,25	0,284	0,002	-0,0004
15	3,5	0,275	0,002	-0,0004
16	3,75	0,265	0,002	-0,0004
17	4	0,256	0,002	-0,0004
18	4,25	0,247	0,002	-0,0004
19	4,5	0,238	0,002	-0,0004
20	4,75	0,228	0,002	-0,0004
21	5	0,219	0,002	-0,0004
22	5,25	0,21	0,002	-0,0004
23	5,5	0,201	0,002	-0,0004
24	5,75	0,191	0,002	-0,0004
25	6	0,182	0,002	-0,0004
26	6,25	0,173	0,002	-0,0004
27	6,5	0,164	0,001	-0,0004
28	6,75	0,155	0,001	-0,0004
29	7	0,146	0,001	-0,0004
30	7,25	0,137	0,001	-0,0004
31	7,5	0,127	0,001	-0,0004
32	7,75	0,118	0,001	-0,0004
33	8	0,109	0,001	-0,0004
34	8,25	0,1	0,001	-0,0004
35	8,5	0,091	0,001	-0,0004
36	8,75	0,082	0,001	-0,0004
37	9	0,073	0,001	-0,0004
38	9,25	0,064	0,001	-0,0004
39	9,5	0,055	0,001	-0,0004

40	9,75	0,046	0	-0,0004
41	10	0,037	0	-0,0004
42	10,25	0,028	0	-0,0004
43	10,5	0,019	0	-0,0004
44	10,75	0,01	0	-0,0004
45	11	0,001	0	-0,0004

CALCOLO ARMATURE TRAVE DI CORONAMENTO

Sollecitazioni di progetto

Momento flettente massimo, $M_y=0,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo, $T_z=1,88 \text{ kN}$

Armatura longitudinale a flessione

armatura lembo verticale lato monte = 3 fi 20 (9,42 cmq)

armatura lembo verticale lato valle = 3 fi 20 (9,42 cmq)

armatura lembo orizzontale superiore = 1 fi 20 (3,14 cmq)

armatura lembo orizzontale inferiore = 1 fi 20 (3,14 cmq)

l'armatura rispetta i limiti fissati dalla normativa:

- armatura minima in zona tesa = 3,4 cmq
- armatura massima = 100 cmq

Verifiche di resistenza a flessione

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso)=210,1 kN*m

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso)=-210,1 kN*m

Verifica soddisfatta

Armatura trasversale a taglio

passo max delle staffe prescritto dalla normativa (armatura trasv. minima regolam.re), $t_c=30,2 \text{ cm}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls}=137,75 \text{ kN}$

passo staffe nella trave = 30,2 cm

Resistenza di progetto a "taglio compressione" nel tratto $L_i=L/2$, $V_{rcd}=2.190,58 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a "taglio trazione" dell'armatura trasversale nel tratto L_i , $V_{rsd}=121,50 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a taglio nel tratto L_i , $V_{rd}=121,50 \text{ kN}$

COMPUTO METRICO DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

<u>PARATIA</u>	per singolo palo	per tutta la paratia
Calcestruzzo (mc)	0,23	21,5
Acciaio (kg)	811,7	75484

<u>CORDOLO DI TESTA IN C.A.</u>	x metro lineare di paratia	x tutta la paratia
Calcestruzzo (mc)	0,25	9,25
Acciaio per c.a.		
a flessione (f20)	8 m ; 19,7 kg	296 m ; 730 kg
a taglio (f12)	7,9 m ; 7 kg	292,45 m ; 259,6 kg
Incidenza acciaio/cls = 107 kg/mc		

Il Tecnico
Ing. Italo Madaschi

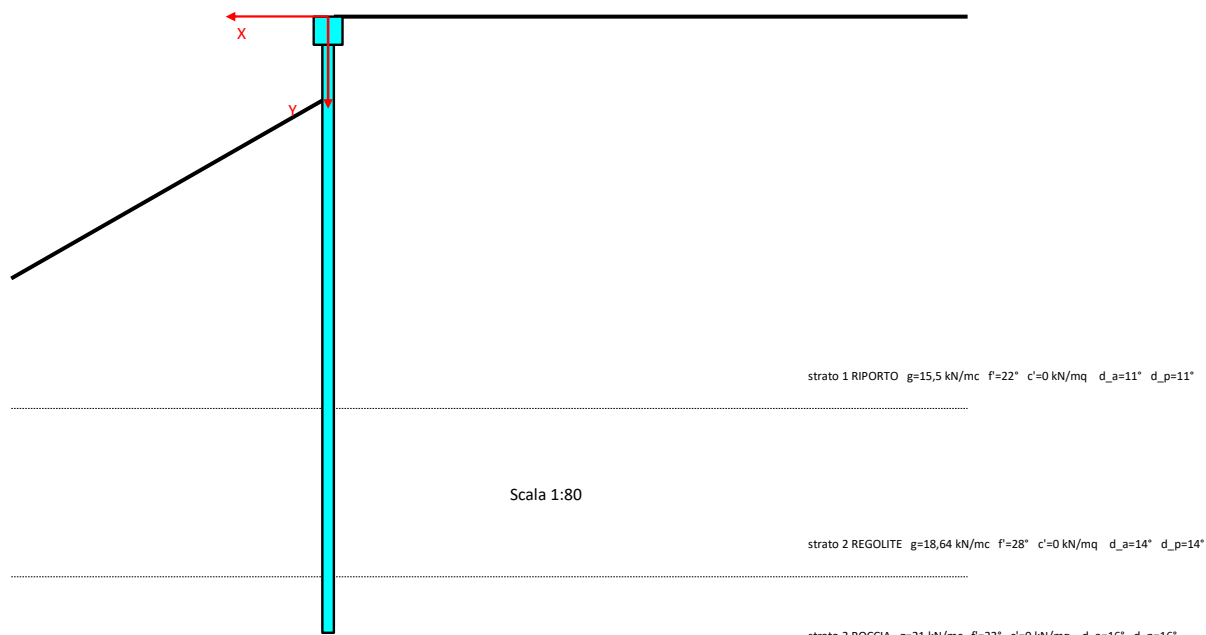
LEGENDA

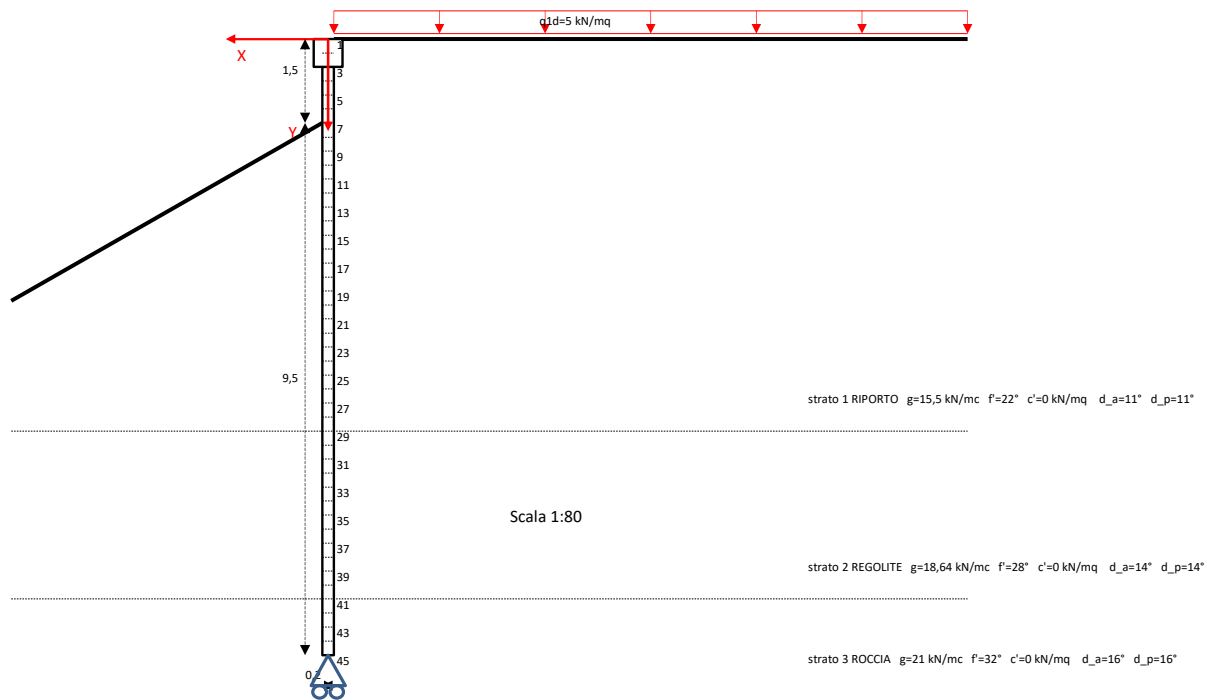
Punti caratteristici (verifica alla rotazione intorno a un punto dell'opera)

- 1: punto di intersezione profilo terreno di monte con la paratia
- 2: punto di rotazione paratia lato monte (posto a profondità $z=H+Dr$)
- 3: estremo della paratia lato monte
- 4: punto in cui, per effetto della coesione, è nulla la tensione orizzontale di spinta
- ss: punto di intersezione profilo di separazione tra due strati successivi di terreni e la paratia
- w: punto di intersezione profilo falda e paratia
- 11: punto di intersezione profilo terreno di valle con la paratia
- 12: punto di rotazione paratia lato valle (posto a profondità $z=H+Dr$)
- 13: estremo inferiore della paratia lato valle

Tensioni

- sv: tensione verticale totale nel punto
- s'v: tensione verticale efficace nel punto
- u: pressione neutra nel punto
- sa: tensione orizzontale attiva nel punto (totale)
- sp: tensione orizzontale passiva nel punto (totale)
- s_sup: tensione orizzontale attiva o passiva nel punto pensato appartenente allo strato superiore
- s_inf: tensione orizzontale attiva o passiva nel punto pensato appartenente allo strato inferiore





CARICHI ESTERNI ORIZZONTALI AGENTI SULLA PARATIA

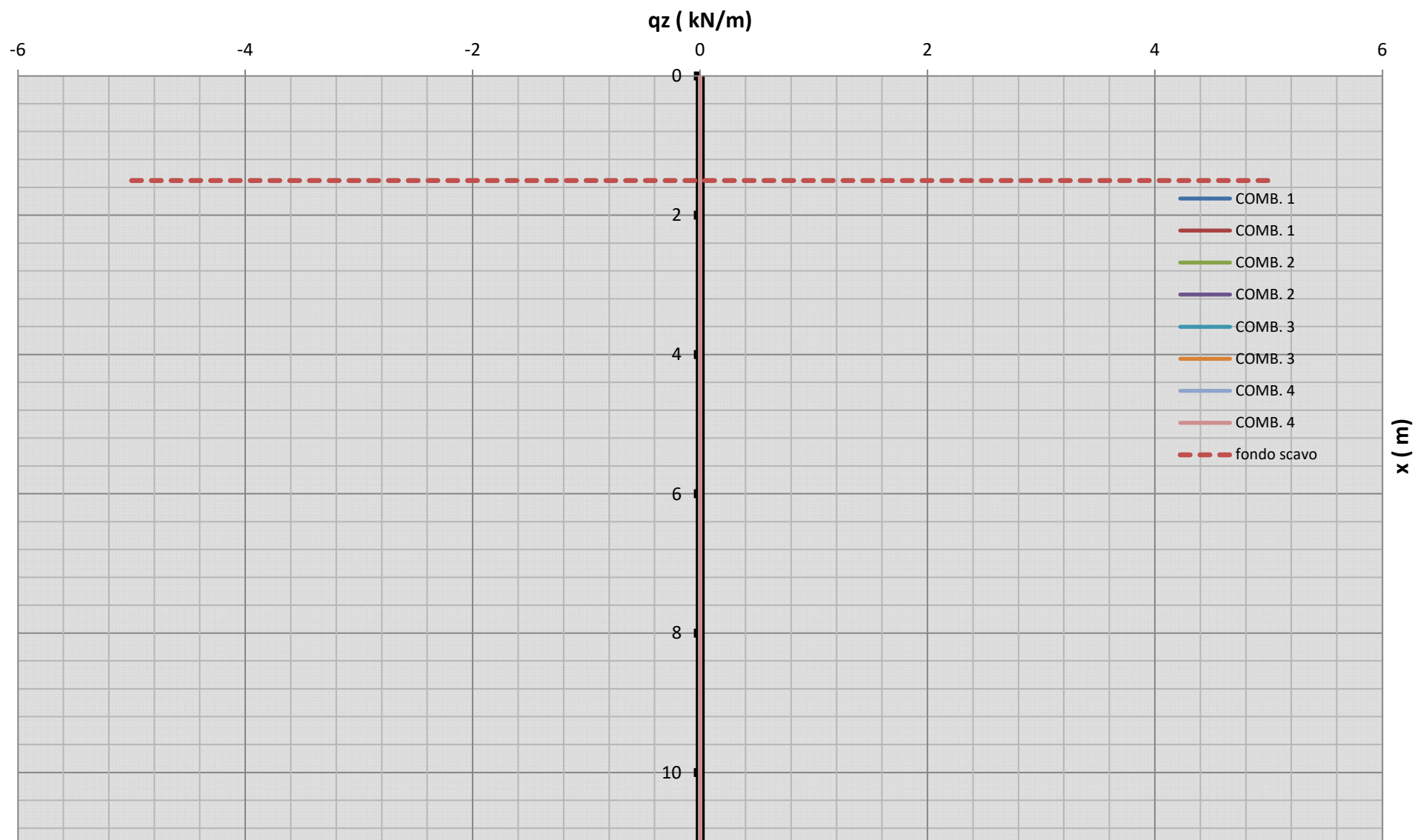


DIAGRAMMA DELLO SFORZO NORMALE $N_x(x)$ LUNGO LA PARATIA

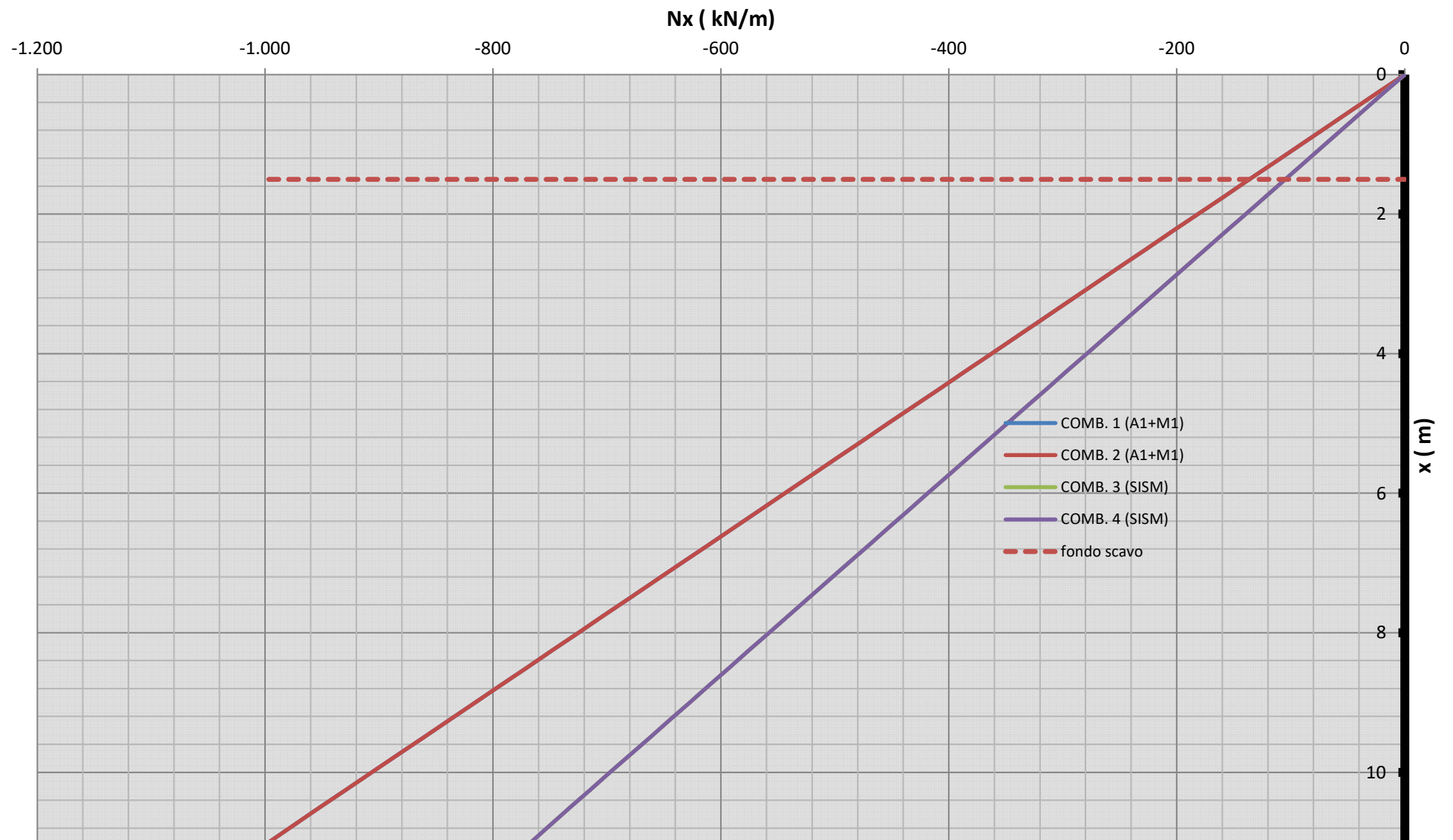


DIAGRAMMA DEL TAGLIO $T_z(x)$ LUNGO LA PARATIA

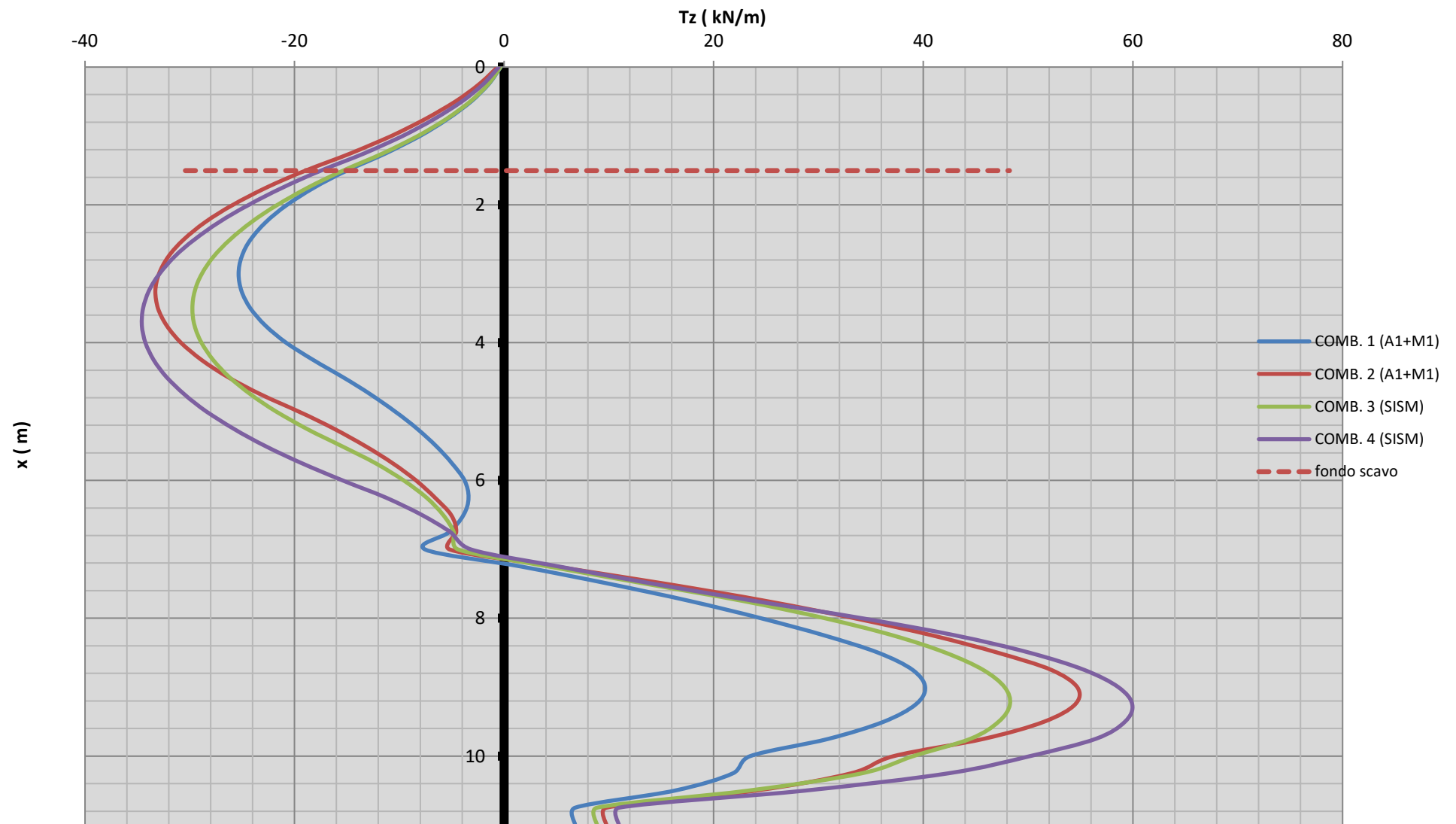


DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE $M_y(x)$ LUNGO LA PARATIA

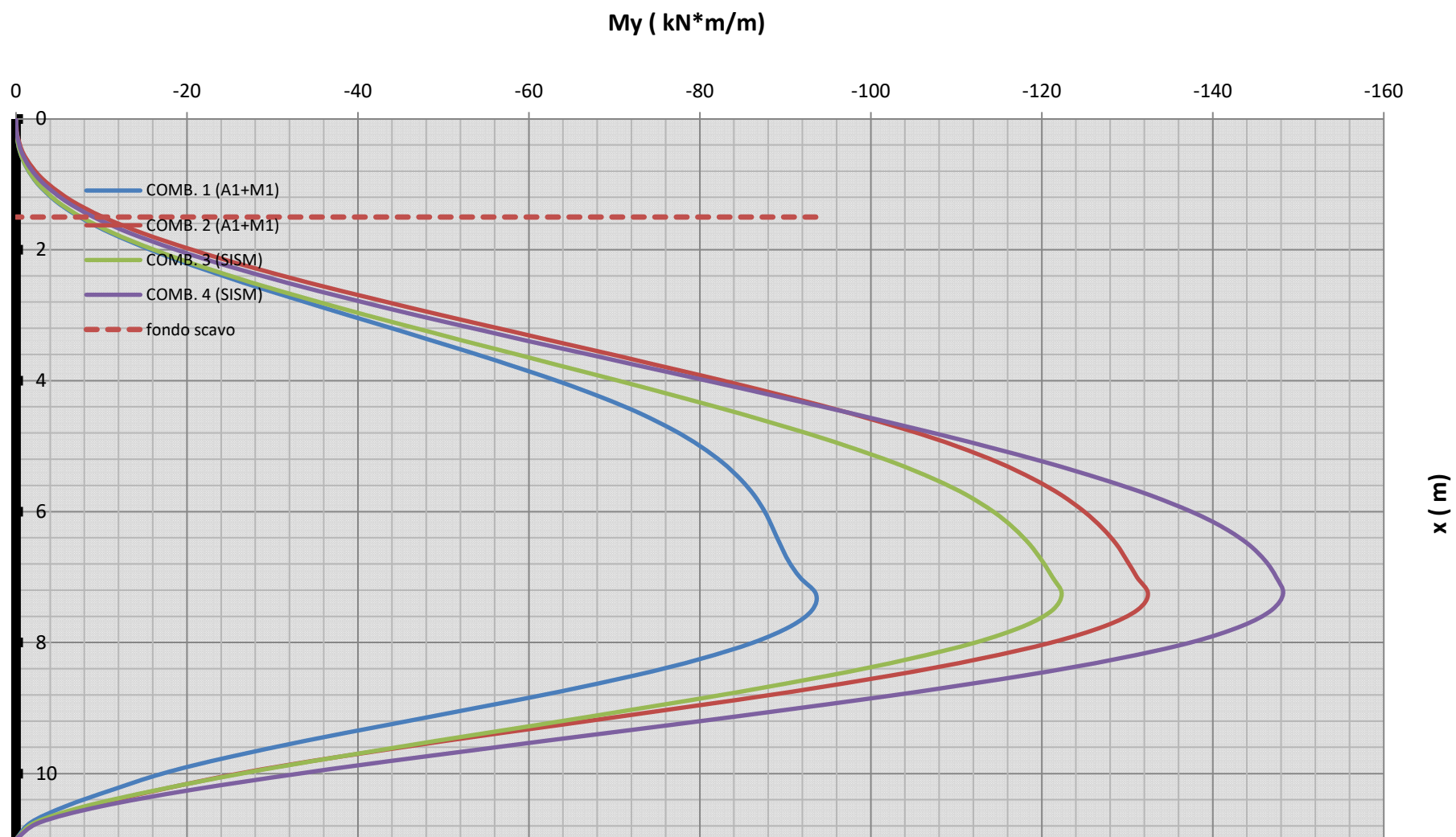
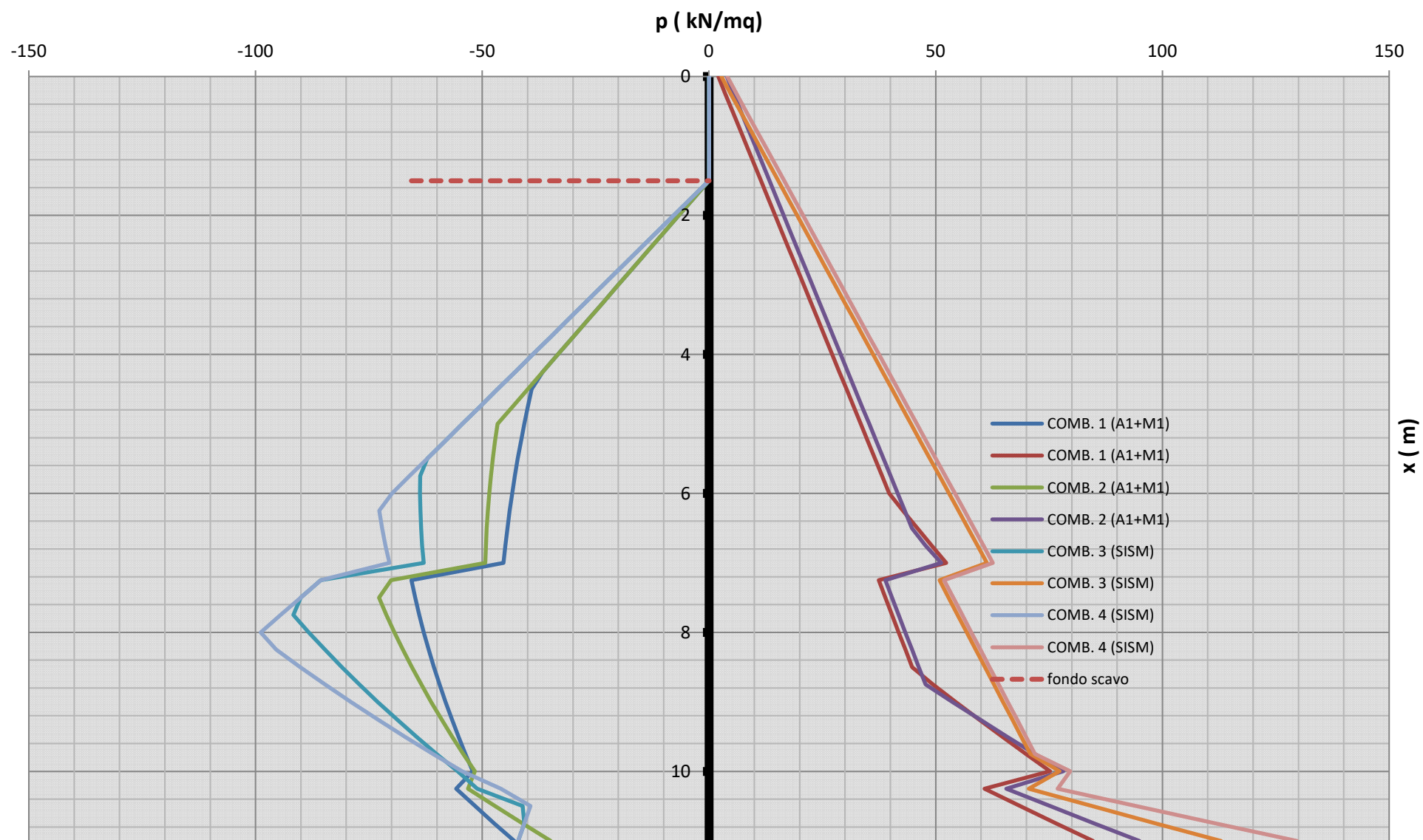


DIAGRAMMA PRESSIONI DI CONTATTO PARETE-TERRENO



SPOSTAMENTI ORIZZONTALI DELLA PARATIA

