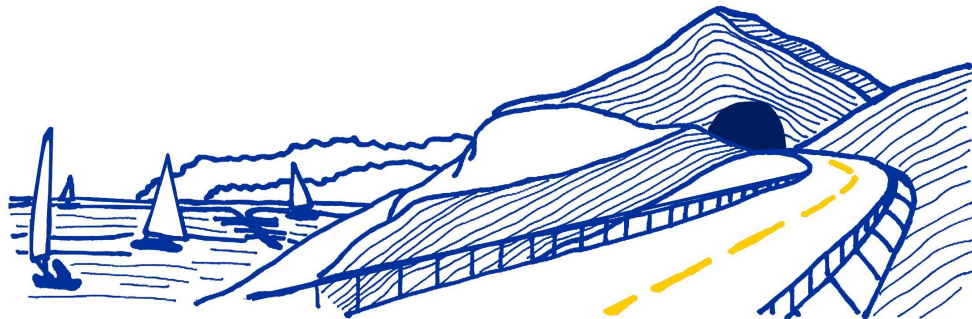


**VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)
VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA
INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA
3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE**

PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO

PROGETTO ESECUTIVO

GE265



VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Paolo Alberto COLETTI

Dott. Domenico TRIMBOLI

**OPERE MINORI
OPERE DI SOSTEGNO: MURI
SVINCOLO DI MELARA - VIABILITA' LOCALE
MURO DI SOSTEGNO GETTATO IN OPERA IN DX RAMPA X (MU48)
RELAZIONE DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

0000_V04OM120STRRE01_A

DPGE0265 E 20

CODICE ELAB. V04OM12STRRE01

A

-

C					
B					
A	EMISSIONE	Marzo 2021	M. Barale	A. Rodino	D. Morgera
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE	pag.
1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
3. MATERIALI	5
4. ANALISI STRUTTURALE.....	7
4.1 Descrizione delle analisi	7
4.1.1 Valori caratteristici e valori di calcolo	7
4.1.2 Metodo di Mononobe-Okabe	7
4.1.3 Spinta in presenza di sisma.....	8
4.1.4 Verifica a ribaltamento	9
4.1.5 Verifica a scorrimento	10
4.1.6 Verifica al carico limite	11
4.1.7 Verifica alla stabilità globale.....	12
4.1.8 Coefficienti di partecipazione combinazioni.....	13
4.1.9 Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche.....	13
4.1.10 Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche.....	13
4.1.11 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO	14
4.2 Calcolo della struttura	14
4.2.1 Geometria muro e fondazione	14
4.2.2 Descrizione terreni.....	15
4.2.3 Stratigrafia	15
4.2.4 Condizioni di carico	15
4.2.5 Descrizione combinazioni di carico	16
4.2.6 Impostazioni di analisi.....	19
4.2.7 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati.....	20
4.2.8 Inviluppo sollecitazioni paramento	21
4.2.9 Inviluppo sollecitazioni fondazione di monte	22
4.2.10 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro	22
4.2.11 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione	24
4.2.12 Elenco Ferri	25

1. Introduzione

La presente Relazione viene redatta nell'ambito del Contratto applicativo per la progettazione esecutiva dell'intervento S.S. 1 "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3. lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale - Progetto Esecutivo di stralcio e completamento C – 3. tratto".

Lo "Stralcio C" inizia appena prima della spalla Nord del Viadotto "San Severio II", indicativamente alla Progressiva km 2+780 (ex Sez. N. 140).

Nel tratto iniziale è presente il viadotto "San Venerio II" (L=114m) e lo svincolo di San Venerio. Successivamente il tracciato prosegue con tre gallerie, intervallate da due brevi tratti in sede naturale: la galleria artificiale "Felettino II" (L=191,30 m), la galleria naturale "Felettino III" (L=245 m) e la galleria naturale "Fornaci I" (L=447.34 m).

Successivamente, nel tratto terminale, sono previste le rampe dello svincolo "Melara" di collegamento col "Raccordo autostradale". Delle rampe che si dipartono dalla galleria artificiale "Fornaci II", due proseguono in galleria naturale: galleria naturale "Fornaci III" (L=86.50 m) e "Fornaci IV" (L=165 m). Successivamente le rampe si innalzano per portarsi alla quota del viadotto autostradale esistente, al quale si vanno ad affiancare con viadotti che realizzano le corsie di entrata ed uscita al Raccordo autostradale.

Nella l'ambito dello svincolo finale di Melara è da realizzare una generale rivisitazione della viabilità locale che interferisce con i lavori.

Sia per la realizzazione delle rampe dello svincolo Melara che per la realizzazione della viabilità locale sono da realizzare un numero elevato di muri di sostegno delle terre, comunque tutti di modesta altezza, oggetto della presente relazione.

Già nei precedenti livelli di progettazione si era ricorso diffusamente a soluzioni in prefabbricato. L'impostazione progettuale è stata mantenuta anche perché alcuni muri in parte sono stati realizzati e sono da completare.

In sede esecutiva l'impresa appaltatrice potrà scegliere il fornitore delle strutture, che dovranno essere approvate e accette dalla Direzione dei lavori. In tale sede l'impresa di prefabbricazione dovrà presentare tutta la documentazione tecnica necessaria per l'approvazione.

Nel seguito si riportano gli stralci planimetrici con indicazione delle strutture previste.

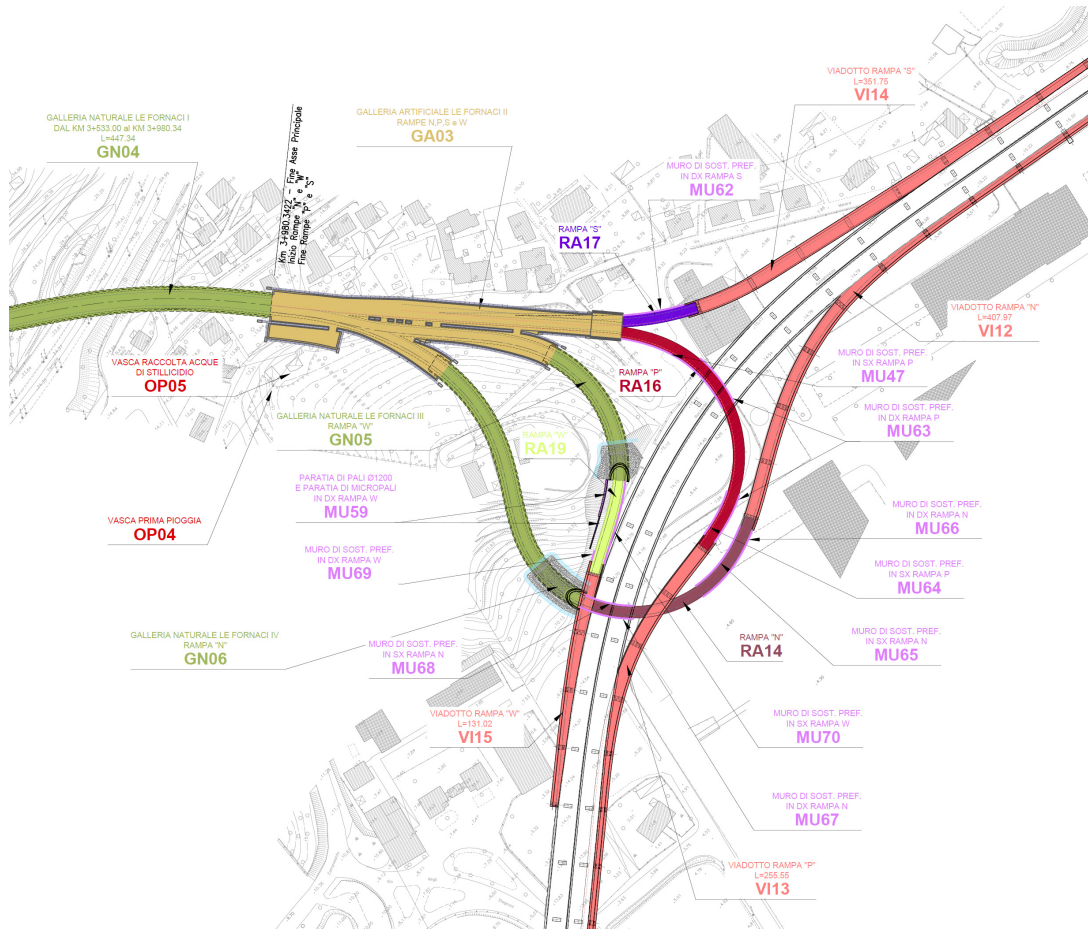


Figura 1 : Stralcio planimetrico dello Svincolo Melara

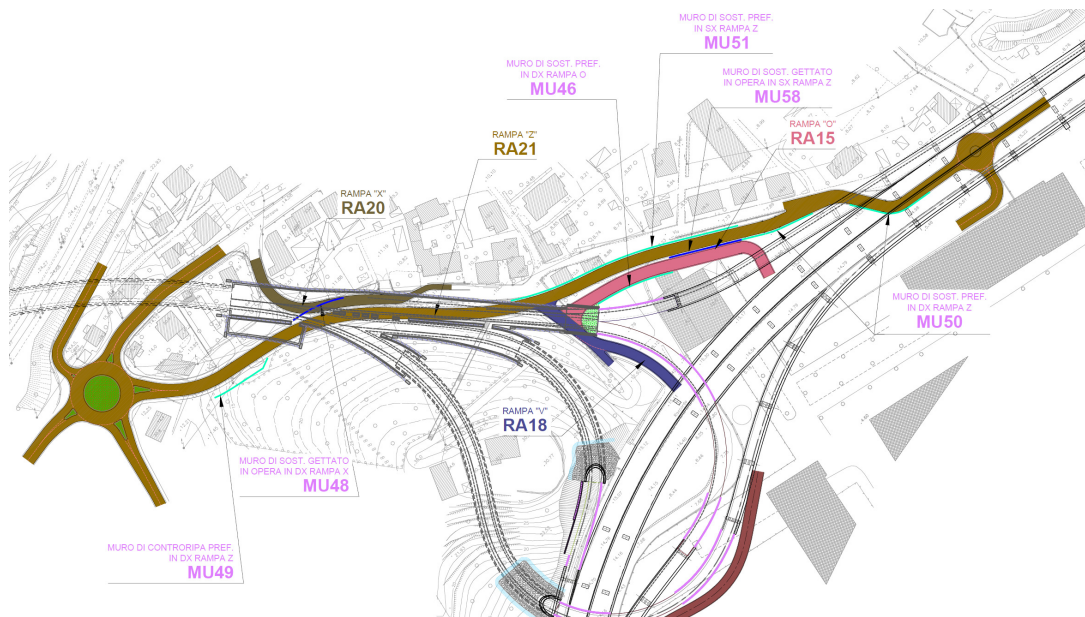


Figura 2 : Stralcio planimetrico della viabilità secondaria

2. Normative di riferimento

Con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, il D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, prevede, all’ Art. 2 “Ambito di applicazione e disposizioni transitorie”, che *“per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all’ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi”*.

Pertanto, essendo l’attività da svolgere il progetto di completamento di opere già parzialmente realizzate il riferimento normativo di riferimento restano le Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Per quanto sopra la normativa di riferimento per il calcolo e la verifica delle strutture risulta essere la seguente:

Con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, il D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, prevede, all’ Art. 2 “Ambito di applicazione e disposizioni transitorie”, che *“per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all’ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi”*.

Pertanto, essendo l’attività da svolgere il progetto di completamento di opere già parzialmente realizzate il riferimento normativo di riferimento restano le Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Per quanto sopra la normativa di riferimento per il calcolo e la verifica delle strutture risulta essere la seguente:

- Decreto 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”.
- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Circolare Ministero dei Lavori pubblici 14 febbraio 1974, n.11951 – Applicazione delle norme sul cemento armato.
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006);

- D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988, N. 30483 - Circolare Ministero Lavori Pubblici 9 gennaio 1996, N. 218/24/3).
- D.M. LL. PP. 14 febbraio 1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 giugno 1993, N. 37406/STC).
- D.M. LL. PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 15 ottobre 1996, N. 252).
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi»” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 4 luglio 1996, N. 156AA.GG./STC).
- Legge 2 Febbraio 1974 n° 64 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. LL. PP. 16/01/1996 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” e le relative istruzioni (Circolare Ministero L. P. Pubblici 10/04/1997, N. 65/AA.GG.).
- Ordinanza n. 3274 20 marzo 2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e s.m.i.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3519 del 28 Aprile 2006 - “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- Circolare Ministero dei Lavori pubblici 14 febbraio 1974, n.11951 – Applicazione delle norme sul cemento armato.
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006).
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EC 2: PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO;
- UNI EN 1992-1-2:2006 - EC 2 parte 2: CONCRETE BRIDGES (per quanto applicabile);
- MODEL CODE 90 CEB/FIP.

3. Materiali

Calcestruzzo:

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/mc

Classe di resistenza = C30/37

Rck = resistenza cubica = 37.00 N/mm²

fck = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 Rck = 30.71 N/mm²

fcm = resistenza cilindrica media = fck + 8 = 38.71 N/mm²

fctm = resistenza a trazione media = 0.30 x fck^(2/3) = 2.94 N/mm²

fcfm = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 x fctm = 3.53 N/mm²

fcfk = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 x fcfm = 2.47 N/mm²

Ecm = modulo elast. tra 0 e 0.40fcm = 22000 x (fcm/10)^{0.3} = 33019 N/mm²

ν_1 = coefficiente di Poisson per calcestruzzo non fessurato = 0.00

ν_2 = coefficiente di Poisson per calcestruzzo fessurato = 0.20

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

VN = vita nominale della struttura = 50 anni

Tolleranza di posa del copriferro = 0 mm

CARATTERISTICHE PER LA DURABILITA'					
CLASSE DI ESPOSIZIONE		XC4			
Classe di esposizione vecchia		4a+5b			
RAPPORTO a/c (max)	0,50				
COPRIFERRO (min)	elementi a piastra:		30	altri elementi: 35	
CLASSE DI RESIST. PER ESPOSIZ.	C30/37				
CONTENUTO DI ARIA (min)	0%				
CONTENUTO DI CEMENTO kg/mc (min)	300				
CLASSE DI CONSISTENZA	S4				

Copriferro = 35 mm

Tipo di ambiente (ved. tabella 4.1.III delle NTC) = Aggressivo

Velocità di maturazione = Normale

N = numero min. di giorni di maturazione per togliere i casseri = 28 gg

Acciaio di armatura - barre:

Tipo = B 450 C

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/mc

f_y nom = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

f_t nom = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

f_y k min = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

$f_{tk} \min$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_k \min$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_k \max$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_y \text{ nom})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

$\phi \min$ = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

$\phi \max$ = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza

cricche: $\phi < 12 \text{ mm}$ 4 ϕ

$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$ 5 ϕ

$16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$ 8 ϕ

$25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$ 10 ϕ

L'uso di acciai forniti in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a $\phi \leq 16$ mm.

4. Analisi strutturale

4.1 Descrizione delle analisi

4.1.1 Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

4.1.2 Metodo di Mononobe-Okabe

Il metodo di Mononobe-Okabe adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb : un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale . Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell' attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terramuro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione

$$S = 1/2(1 \pm k_v)\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

L'angolo θ è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove k_h e k_v rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

4.1.3 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(kh/(1\pm kv))$ essendo kh il coefficiente sismico orizzontale e kv il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di kh .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

4.1.4 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo

spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

4.1.5 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con

c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

4.1.6 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\operatorname{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\operatorname{ctg}\phi$$

$$N_{\gamma} = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_{γ} che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_{γ} non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_{γ} l'espressione proposta da Meyerof

$$N_{\gamma} = (N_q - 1)\text{tg}(1.4*\phi)$$

4.1.7 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos\alpha_i} + [W_i \cos\alpha_i - u_i l_i] \text{tg}\phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin\alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos\alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri

prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

4.1.8 Coefficienti di partecipazione combinazioni

Simbologia adottata

- γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
- γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
- γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
- γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
- $\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
- $\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
- γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
- γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
- γ_{γ} Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

4.1.9 Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1.00	1.00

4.1.10 Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00

Variabili Sfavorevole γ_{Qsfav} 0.20 0.20 0.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

4.1.11 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	
Coeff. di combinazione	$\Psi_0= 0.70$	$\Psi_1= 0.50$	$\Psi_2= 0.20$

4.2 Calcolo della struttura

4.2.1 Geometria muro e fondazione

Altezza del paramento	1,40 [m]
Spessore in sommità	0,30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,30 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	1,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,70 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore estremità fondazione di valle	0,00 [m]
Spessore all'incastro fondazione di valle	0,30 [m]
Spessore all'incastro fondazione di monte	0,30 [m]
Spessore estremità fondazione di monte	0,30 [m]

Spessore magrone 0,20 [m]

4.2.2 Descrizione terreni

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	ca
Terreno 1	20,00	20,00	35.00	23.33	0,0000	0,0000
Terreno 2	20,00	20,00	30.00	20.00	0,0000	0,0000

dove:

γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
ca	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

4.2.3 Stratigrafia

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	1,70	0,00	1,26	0,00	Terreno 1
2	3,00	0,00	1,26	0,00	Terreno 2

dove:

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

4.2.4 Condizioni di carico

Condizione n° 1 (Distribuito)

D	$X_i=0,00$	$X_f=5,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$
---	------------	------------	---------------	---------------

dove:

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
Fx	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
Fy	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
Xi	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
Xf	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Qi	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Qf	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

4.2.5 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
- Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
- C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10

Combinazione n° 4 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30
Distribuito	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Distribuito	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1,00	1,10
Spinta terreno	1,10	1,00	1,10
Distribuito	1.50	1,00	1.50

Combinazione n° 8 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1.30	1,00	1.30

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 10 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 13 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 14 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00

Spinta terreno 1,00 1,00 1,00

Combinazione n° 15 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 16 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 21 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

Distribuito 1.00 0.20 0.20

Combinazione n° 22 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 23 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 24 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 25 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 26 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	0,50	0,50

Combinazione n° 27 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Distribuito	1,00	1,00	1,00

4.2.6 Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.60
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
Verifica fessurazione	
Sensibilità delle armature	Sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	w1 = 0.20
	w2 = 0.30
	w3 = 0.40
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.06 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
	Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

4.2.7 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{QLIM}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	3,91	--	11,44	--
2	A2-M2 - [1]	--	2,63	--	5,89	--
3	EQU - [1]	--	--	15,88	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,76
5	A1-M1 - [2]	--	2,68	--	7,01	--
6	A2-M2 - [2]	--	1,71	--	3,65	--

7	EQU - [2]	--	--	8,53	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1,20
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2,75	--	12,61	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2,71	--	13,11	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,84	--	5,55	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,82	--	5,77	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	10,23	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	8,61	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,60
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,60
17	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2,53	--	11,55	--
18	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2,50	--	12,01	--
19	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,68	--	5,06	--
20	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,66	--	5,27	--
21	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	7,72	--	--
22	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	8,98	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,48
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,47
25	SLEQ - [1]	--	3,76	--	12,26	--
26	SLEF - [1]	--	3,32	--	10,90	--
27	SLER - [1]	--	2,91	--	9,20	--

4.2.8 Involuppo sollecitazioni paramento

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,07	0,5149	0,6693	0,0003	0,0216	0,0142	0,6237
3	0,14	1,0297	1,3386	0,0026	0,0881	0,0568	1,2787
4	0,21	1,5446	2,0079	0,0089	0,2014	0,1277	1,9649
5	0,28	2,0594	2,6773	0,0212	0,3639	0,2270	2,6822
6	0,35	2,5743	3,3466	0,0414	0,5776	0,3547	3,4308
7	0,42	3,0891	4,0159	0,0715	0,8449	0,5108	4,2107
8	0,49	3,6040	4,6852	0,1136	1,1679	0,6953	5,0217
9	0,56	4,1189	5,3545	0,1695	1,5487	0,9081	5,8640
10	0,63	4,6337	6,0238	0,2414	1,9895	1,1494	6,7374
11	0,70	5,1486	6,6931	0,3311	2,4926	1,4190	7,6421
12	0,77	5,6634	7,3625	0,4407	3,0602	1,7169	8,5780
13	0,84	6,1783	8,0318	0,5721	3,6943	2,0324	9,5451
14	0,91	6,6931	8,7011	0,7274	4,3972	2,3556	10,5435
15	0,98	7,2080	9,3704	0,9085	5,1711	2,7025	11,5730
16	1,05	7,7229	10,0397	1,1174	6,0182	3,0730	12,6338
17	1,12	8,2377	10,7090	1,3561	6,9406	3,4672	13,7258
18	1,19	8,7526	11,3783	1,6266	7,9405	3,8851	14,8490
19	1,26	9,2674	12,0477	1,9206	9,0202	4,3266	16,0034
20	1,33	9,7823	12,7170	2,2397	10,1817	4,7918	17,1891
21	1,40	10,2971	13,3863	2,5921	11,4274	5,2807	18,4060

4.2.9 Inviluppo sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,17	-0,1091	0,0383	-1,2381	0,4347
3	0,34	-0,4053	0,1423	-2,2007	0,7720
4	0,51	-0,8418	0,2953	-2,8879	1,0120
5	0,68	-1,3716	0,4809	-3,2997	1,1547
6	0,85	-1,9481	0,6824	-3,4360	1,2000
7	1,02	-2,5242	0,8833	-3,2968	1,1480
8	1,19	-3,0534	1,0672	-2,8822	1,3507
9	1,36	-3,4886	1,2174	-2,1922	1,6497
10	1,53	-3,7831	1,3173	-1,2296	2,2349
11	1,70	-3,8901	1,6025	-0,7708	3,5852

4.2.10 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V_{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd
1	0,00	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	0,00	1000,00	159,98	0,00
2	0,07	100,00	30,00	10,05	10,05	3030,71	-1,68	4775,44	159,98	0,00
3	0,14	100,00	30,00	10,05	10,05	2296,46	-6,71	2030,50	159,98	0,00
4	0,21	100,00	30,00	10,05	10,05	1771,83	-15,01	1110,29	159,98	0,00
5	0,28	100,00	30,00	10,05	10,05	1369,32	-26,48	664,90	159,98	0,00
6	0,35	100,00	30,00	10,05	10,05	1007,44	-40,95	391,35	159,98	0,00
7	0,42	100,00	30,00	10,05	10,05	756,37	-58,26	244,85	159,98	0,00
8	0,49	100,00	30,00	10,05	10,05	582,81	-78,18	161,71	159,98	0,00
9	0,56	100,00	30,00	10,05	10,05	465,22	-100,01	112,95	159,98	0,00
10	0,63	100,00	30,00	10,05	10,05	381,75	-118,96	82,39	159,98	0,00
11	0,70	100,00	30,00	10,05	10,05	321,86	-136,02	62,52	159,98	0,00
12	0,77	100,00	30,00	10,05	10,05	277,21	-130,82	48,95	159,98	0,00
13	0,84	100,00	30,00	10,05	10,05	242,67	-126,80	39,28	159,98	0,00
14	0,91	100,00	30,00	20,11	20,11	419,83	-224,53	62,73	159,98	0,00
15	0,98	100,00	30,00	10,05	10,05	192,79	-121,00	26,75	159,98	0,00
16	1,05	100,00	30,00	10,05	10,05	174,23	-118,84	22,56	159,98	0,00
17	1,12	100,00	30,00	10,05	10,05	158,59	-117,02	19,25	159,98	0,00
18	1,19	100,00	30,00	10,05	10,05	145,26	-115,47	16,60	159,98	0,00
19	1,26	100,00	30,00	10,05	10,05	133,76	-114,14	14,43	159,98	0,00
20	1,33	100,00	30,00	10,05	10,05	123,75	-112,97	12,65	159,98	0,00
21	1,40	100,00	30,00	10,05	10,05	114,96	-111,95	11,16	159,98	0,00

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,00	100,00	30,00	10,05	10,05	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,07	100,00	30,00	10,05	10,05	0,002	0,001	-0,022	-0,031
3	0,14	100,00	30,00	10,05	10,05	0,006	0,003	-0,040	-0,078
4	0,21	100,00	30,00	10,05	10,05	0,011	0,005	-0,052	-0,143
5	0,28	100,00	30,00	10,05	10,05	0,018	0,006	0,083	-0,236
6	0,35	100,00	30,00	10,05	10,05	0,029	0,008	0,262	-0,361
7	0,42	100,00	30,00	10,05	10,05	0,044	0,010	0,570	-0,517
8	0,49	100,00	30,00	10,05	10,05	0,061	0,012	1,013	-0,702
9	0,56	100,00	30,00	10,05	10,05	0,082	0,014	1,595	-0,914
10	0,63	100,00	30,00	10,05	10,05	0,106	0,016	2,321	-1,154
11	0,70	100,00	30,00	10,05	10,05	0,133	0,018	3,194	-1,423
12	0,77	100,00	30,00	10,05	10,05	0,164	0,021	4,221	-1,722
13	0,84	100,00	30,00	10,05	10,05	0,199	0,023	5,408	-2,052
14	0,91	100,00	30,00	20,11	20,11	0,173	0,026	3,524	-1,918
15	0,98	100,00	30,00	10,05	10,05	0,280	0,029	8,281	-2,811
16	1,05	100,00	30,00	10,05	10,05	0,326	0,031	9,980	-3,242
17	1,12	100,00	30,00	10,05	10,05	0,377	0,034	11,863	-3,709
18	1,19	100,00	30,00	10,05	10,05	0,432	0,037	13,935	-4,214
19	1,26	100,00	30,00	10,05	10,05	0,492	0,040	16,202	-4,757
20	1,33	100,00	30,00	10,05	10,05	0,556	0,043	18,671	-5,340
21	1,40	100,00	30,00	10,05	10,05	0,625	0,047	21,348	-5,964

4.2.11 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

- B base della sezione espressa in [cm]
- H altezza della sezione espressa in [cm]
- A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
- A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
- σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
- τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
- σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
- σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
- N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
- M_u momento ultimo espresso espresso in [kNm]
- CS coefficiente sicurezza sezione
- V_{cd} Aliquota di taglio assorbito dal cls
- V_{wd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0,00	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	0,00	1000,00	159,98	0,00
2	0,17	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	903,20	159,98	0,00
3	0,34	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	243,19	159,98	0,00
4	0,51	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	117,10	159,98	0,00
5	0,68	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	71,87	159,98	0,00
6	0,85	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	50,60	159,98	0,00
7	1,02	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	39,05	159,98	0,00
8	1,19	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	32,28	159,98	0,00
9	1,36	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	28,26	159,98	0,00
10	1,53	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	26,06	159,98	0,00
11	1,70	100,00	30,00	10,05	10,05	0,00	98,58	25,34	159,98	0,00

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0,00	100,00	30,00	10,05	10,05	0,000	0,000	0,000	0,000
13	0,17	100,00	30,00	10,05	10,05	0,001	-0,001	-0,011	0,053
14	0,34	100,00	30,00	10,05	10,05	0,004	-0,001	0,050	0,171
15	0,51	100,00	30,00	10,05	10,05	0,007	0,001	0,139	0,290
16	0,68	100,00	30,00	10,05	10,05	0,008	0,001	0,294	0,347
17	0,85	100,00	30,00	10,05	10,05	0,012	0,002	0,532	0,280
18	1,02	100,00	30,00	10,05	10,05	0,020	0,002	0,871	-0,172
19	1,19	100,00	30,00	10,05	10,05	0,031	0,004	1,328	-0,263
20	1,36	100,00	30,00	10,05	10,05	0,044	0,006	1,921	-0,380
21	1,53	100,00	30,00	10,05	10,05	0,062	0,009	2,667	-0,527
22	1,70	100,00	30,00	10,05	10,05	0,096	0,012	4,129	-0,817

4.2.12 Elenco Ferri

Simbologia adottata

Destinazione	Destinazione ferro
φ	Diametro ferro espresso in [mm]
n	Numero tondini
L	Lunghezza totale ferro espressa in [cm]
P	Peso singolo ferro espresso in [kN]
P _g	Peso gruppo espresso in [kN]

Destinazione	φ	n	L	P	P _g
Fondazione	16,00	5	266,20	0,0412	0,2060
Fondazione	16,00	5	266,20	0,0412	0,2060
Paramento	16,00	5	147,00	0,0228	0,1138
Paramento	16,00	5	186,00	0,0288	0,1439
Paramento	16,00	5	146,00	0,0226	0,1130
Paramento	16,00	5	186,00	0,0288	0,1439
Fondazione	8,00	6	40,19	0,0016	0,0093
Paramento	8,00	6	40,19	0,0016	0,0093