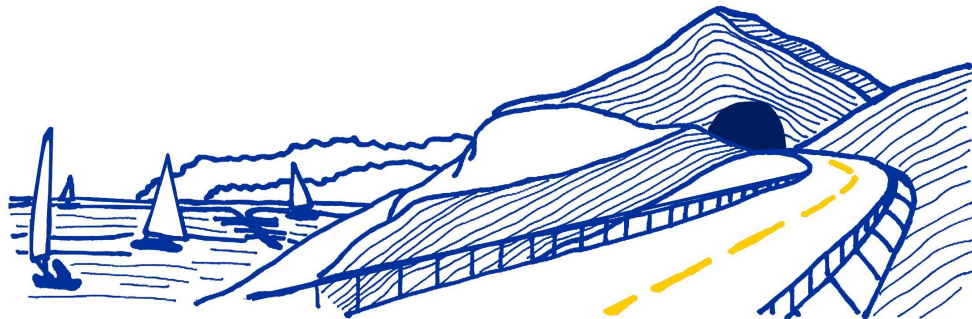


**VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)  
VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA  
INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA  
3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE**

**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  
MURO DI SOSTEGNO PREFABBRICATO IN DX RAMPA S (MU62)  
RELAZIONE DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

0000\_V04OM09STRRE01\_A

DPGE0265 E 20

CODICE ELAB. V04OM09STRRE01

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. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	5
3.1 Calcestruzzo .....	5
3.1.1 Calcestruzzo prefabbricato per pannelli – c35/45 .....	5
3.1.2 Calcestruzzo in opera per suola di stabilizzazione – C20/25 .....	5
3.1.3 Calcestruzzo in opera per piano d'appoggio – C16/20 .....	5
3.2 Acciaio B450C .....	5
4. PARAMETRI GEOTECNICI .....	6
4.1 Terreno di riempimento .....	6
4.2 Terreno di fondazione .....	6
5. CARATTERIZZAZIONE DELLA STRUTTURA .....	7
6. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI .....	8
6.1 Azioni permanenti (G) .....	8
6.2 Azioni variabili (Q) .....	8
6.3 Azioni eccezionali (E) .....	8
6.4 Azioni sismiche (E) .....	8
7. COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	9
7.1 Combinazioni SLU .....	9
7.2 Combinazioni SLE .....	9
8. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MURO .....	10
8.1 Muro di altezza fino a 10.10 m .....	10
9. VERIFICHE DI STABILITÀ E VERIFICHE STRUTTURALI -SLU .....	11
9.1 Verifica a capacità portante .....	11
10. COEFFICIENTI SULLE AZIONI .....	14
11. COEFFICIENTI SUI MATERIALI .....	15
12. COEFFICIENTI SULLE RESISTENZE .....	16

13. VERIFICHE S.L.E. ....	17
13.1 Verifica a fessurazione.....	17
13.2 Verifica delle tensioni di esercizio.....	17
14. VERIFICHE PANNELLO PREFABBRICATO .....	19
14.1 Verifica a flessione nel piano verticale.....	19
14.2 Verifica a flessione nel piano orizzontale.....	19
14.3 Verifica a taglio.....	20
15. SOLETTA DI FONDAZIONE .....	21
15.1 Verifica a flessione .....	21
16. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE MURO-TERRENO.....	22
16.1 Metodo di analisi.....	22
16.2 Condizioni di carico .....	23
16.3 Descrizione combinazioni di carico.....	23
16.4 Risultati delle analisi.....	24
ALLEGATO A: SEZIONE 1 – H=3.30M .....	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.

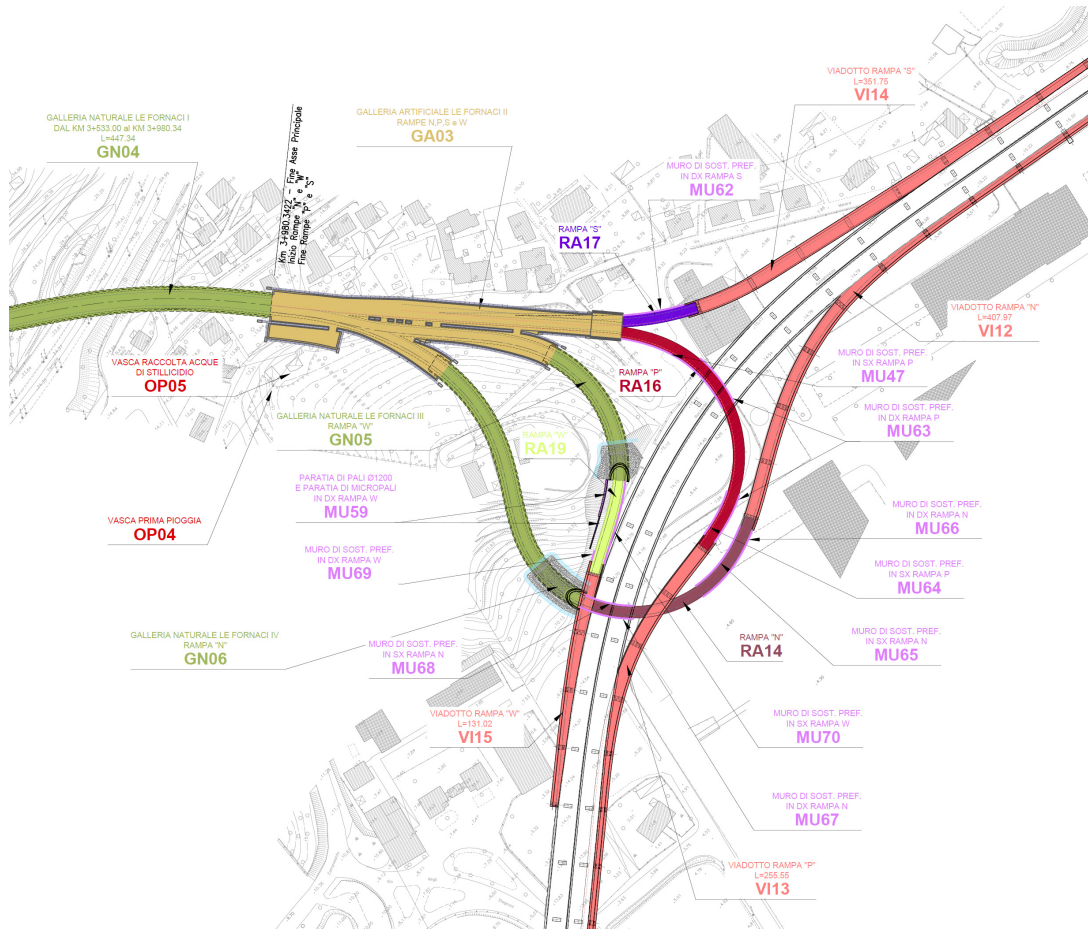
Nella l'ambito dello svincolo finale di Melara è da realizzare una generale rivisitazione della viabilità locale che interferisce con i lavori.

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.

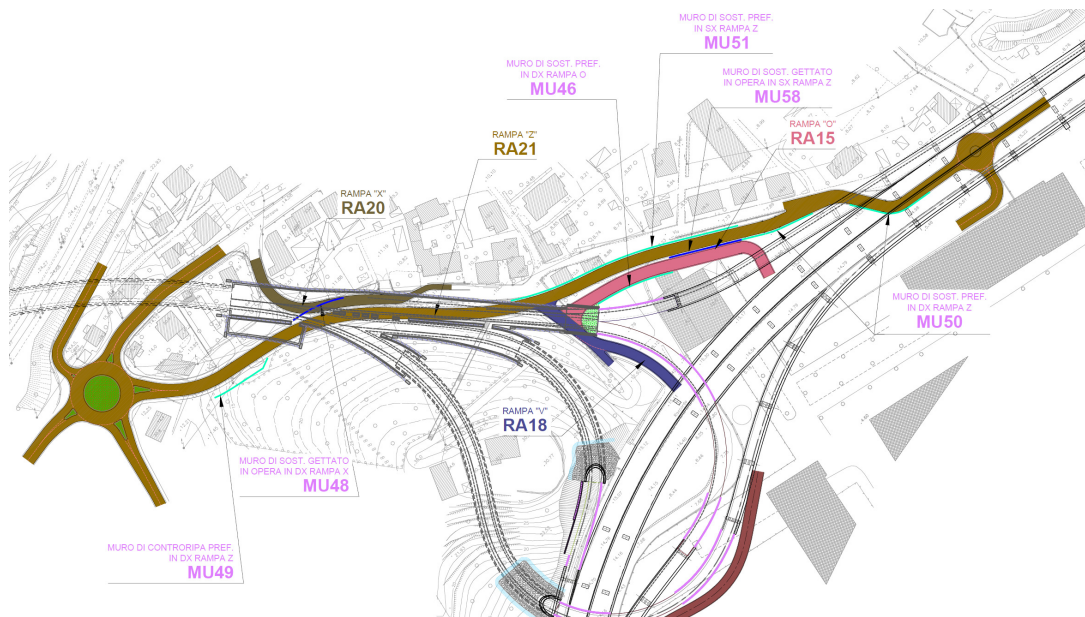
Già nei precedenti livelli di progettazione si era ricorso diffusamente a soluzioni in prefabbricato. L'impostazione progettuale è stata mantenuta anche perché alcuni muri in parte sono stati realizzati e sono da completare.

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. Caratteristiche dei materiali

#### 3.1 Calcestruzzo

##### 3.1.1 Calcestruzzo prefabbricato per pannelli – c35/45

resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} =$	350	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica cubica	$f_{ck(c)} =$	450	kg/cm <sup>2</sup>
valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} =$	430	kg/cm <sup>2</sup>
valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} =$	32.1	kg/cm <sup>2</sup>
modulo di elasticità secante	$E_{cm} =$	340771	kg/cm <sup>2</sup>

##### 3.1.2 Calcestruzzo in opera per suola di stabilizzazione – C20/25

resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica cubica	$f_{ck(c)} =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} =$	280	kg/cm <sup>2</sup>
valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} =$	22.1	kg/cm <sup>2</sup>
modulo di elasticità secante	$E_{cm} =$	299620	kg/cm <sup>2</sup>

##### 3.1.3 Calcestruzzo in opera per piano d'appoggio – C16/20

resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} =$	160	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica cubica	$f_{ck(c)} =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} =$	240	kg/cm <sup>2</sup>
valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} =$	19,05	kg/cm <sup>2</sup>
modulo di elasticità secante	$E_{cm} =$	286079	kg/cm <sup>2</sup>

#### 3.2 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	5400	kg/cm <sup>2</sup>

## 4. Parametri geotecnici

### 4.1 Terreno di riempimento

$\Phi = 32^\circ$	angolo di attrito interno
$\gamma = 1900 \text{ daN/mc}$	peso specifico del terreno
$c' = 0 \text{ daN/cmq}$	coesione

### 4.2 Terreno di fondazione

$\Phi = 28^\circ$	angolo di attrito interno
$\gamma = 1800 \text{ daN/mc}$	peso specifico del terreno
$c' = 0 \text{ daN/cmq}$	coesione

La falda si assume a profondità non significative per le verifiche dei muri.

## 5. Caratterizzazione della struttura

Secondo quanto prescritto dal D.M. 14/01/2008, ai fini delle verifiche di sicurezza di una struttura devono essere definiti i seguenti parametri:

- VITA NOMINALE: vista l'importanza strategica dell'opera si considera  $VN \geq 50$  anni;
- CLASSE D'USO : III
- PERIODO DI RIFERIMENTO (per l'azione sismica): 75 anni.

## 6. Classificazione delle azioni

### 6.1 Azioni permanenti (G)

- Pesì Propri : prefabbricato, fondazione e terreno sulla fondazione;
- Spinte del terreno: l'interazione terreno-struttura è tale da consentire che si sviluppi un regime di spinta attiva.

### 6.2 Azioni variabili (Q)

- Sovraccarico accidentale dovuto alla presenza di veicoli di 2000 daN/mq (Q1).

### 6.3 Azioni eccezionali (E)

- Azione d'urto del mezzo in svio: si considera l'azione di collisione accidentale dei mezzi sopra i ponti pari a 100 kN agente 1.00 m sopra la testa muro, diffusa su almeno 4 pannelli dal cordolo gettato in opera.

### 6.4 Azioni sismiche (E)

Parametri sismici adottati :

- |   |          |
|---|----------|
| • TEMPO DI RITORNO :                        | 712 anni |
| • CATEGORIA SOTTOSUOLO :                    | B        |
| • CATEGORIA TOPOGRAFICA :                   | T1       |
| • FATTORE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA :   | 1.0      |
| • FATTORE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA : | 1.2      |
| • ACC. ORIZZ. MASSIMA SU SITO RIGIDO:       | 0.142    |

## 7. Combinazioni delle azioni

Con riferimento al D.M. 14/01/2008 – par. 2.5.3 e tabella 2.5.I, si riportano i coefficienti di combinazione adottati:

### 7.1 Combinazioni SLU

COMBINAZIONE	PERMANENTI		ACCIDENTALI		VENTO		SISMA		URTO	
	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$
Comb A1+M1	1.3	1.0	1.5	1.0	1.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb A1+M1	1.3	1.0	1.5	0.7	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb A2+M2	1.0	1.0	1.3	1.0	1.3	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb A2+M2	1.0	1.0	1.3	0.7	1.3	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb EQ	1.1	1.0	1.5	1.0	1.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb EQ	1.1	1.0	1.5	0.7	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma ( $ag/g=0.142$ )	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0
URTO	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0

### 7.2 Combinazioni SLE

COMBINAZIONE	PERMANENTI		ACCIDENTALI		VENTO		SISMA		URTO	
	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$
RARA	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
FREQUENTE	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
Q. PERMANENTE	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

## 8. Caratteristiche geometriche del muro

### 8.1 Muro di altezza fino a 10.10 m

L'analisi viene condotta prendendo come riferimento un **elemento modulare prefabbricato di larghezza 2.50 m**, considerando il contributo delle **due nervature di irrigidimento** a tergo del paramento verticale.

Le nervature di irrigidimento di spessore 15/18 cm presentano un primo tratto a sezione costante di altezza  $h=30$  cm ed un secondo ad altezza variabile secondo un'inclinazione del 20% sulla verticale. Il paramento può essere verticale o inclinato fino ad un massimo del 10%, anche se a favore di sicurezza nel dimensionamento si considera sempre verticale. Le due nervature sono collegate fra loro da una soletta di spessore costante  $s=10$  cm.

I bordi presentano un giunto "a sella" maschio-femmina in modo da trattenere i materiali e da permettere il montaggio degli elementi anche seguendo una curva, sia concava che convessa.

Alla base del muro le nervature presentano ciascuna un'apertura trasversale per il passaggio delle armature della trave di collegamento che si realizza fra i pannelli; l'altezza dell'apertura viene determinata in base all'altezza della suola di stabilizzazione, assicurando un adeguato ricoprimento dell'armatura superiore della trave. I muri in oggetto sono tipo "T" dove il tipo di fondazione è sia a valle, sia a monte.



## 9. Verifiche di stabilità e verifiche strutturali -SLU

Secondo quanto riportato dal D.M. 14/01/2008 :

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right], \quad (6.2.2b)$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]. \quad (6.2.3)$$

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3)

Per la sola verifica a ribaltamento si considera la sola combinazione (EQ+M2+R2).

### 9.1 Verifica a capacità portante

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori

correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella tabella seguente:

Fattori di capacità portante			
	$N_c$	$(N_q-1)\cot\phi$	Hansen
	$N_\gamma$	$1,5*(N_q-1)\tan\phi$	Hansen
	$N_q$	$e^{\pi\tan\phi}\tan^2(45+\phi/2)$	Hansen
Fattori correttivi	forma		
	$s_c$	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	$s_\gamma$	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	$s_q$	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	approfondimento		
	$d_c$	$1+0,4k$	Hansen e Vesic
	$d_\gamma$	1	Hansen e Vesic
	$d_q$	$1+2\tan\phi(1-\sin\phi)k$	Hansen e Vesic
	Inclinazione carico		
	$i_c$	$i_q -(1-i_q)/(N_q-1)$	Hansen e Vesic
	$i_\gamma$	$(1-(0,7*H)/(N+B'*c*\cot\phi))^5$	Hansen
	$i_q$	$(1-(0,5*H)/(N+B'*c*\cot\phi))^5$	Hansen
	Inclinazione fondazione*		
	$b_c$	$1-\eta/147^\circ$	Hansen
	$b_\gamma$	$\exp(-2,7*\eta\tan\phi)$	Hansen
	$b_q$	$\exp(-2*\eta\tan\phi)$	Hansen
Inclinazione piano campagna**			
$g_c$	$g_q-[(1-g_q)/(N_c*\tan\phi)]$	Hansen	
$g_\gamma$	$(1-\tan\beta)^2$	Hansen	
$g_q$	$g_\gamma$	Hansen	

\* $\eta$  = inclinazione base fondazione

\*\* $\beta$  = inclinazione pendio (dipende dall'angolo d'inclinazione del rilevato e dall'altezza del rilevato)

Tabella 1 – Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof.

Il coefficiente di sicurezza a capacità portante è dato da:

$$F_s = \frac{q_{lim-q}}{q_{amm-q}}$$

dove:

$q_{lim}$  = capacità portante limite del terreno

$q$  = pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

$q_{amm}$  = pressione verticale uniforme sulla fondazione di area ridotta ( $N/Br$ )

$F_s$  = coefficiente di sicurezza ( $R1;R2;R3 < k_p$ )

## 10. Coefficienti sulle azioni

*- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q2}$	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.

## 11. Coefficienti sui materiali

*- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

## 12. Coefficienti sulle resistenze

*- Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$



### 13. Verifiche S.L.E.

Due sono le verifiche condotte:

1. Verifiche a fessurazione;
2. Verifiche delle tensioni di esercizio

#### 13.1 Verifica a fessurazione

Secondo le prescrizioni riportate nella norma UNI EN 206-1 il muro **Paver** può essere soggetto alle condizioni ambientali corrispondenti alle seguenti classi di esposizione : XD1 e XC3 (per le classi XF e XA è necessario fare riferimento ai parametri qualitativi del calcestruzzo).

Per la definizione del limite di apertura delle fessure si assumono i seguenti parametri:

- Condizioni ambientali aggressive
- Armature poco sensibili

Quindi:

- combinazione frequente :  $w_k=1.7*w_m < w_2=0,3$  mm
- combinazione quasi permanente :  $w_k=1.7*w_m < w_3=0,2$  mm

#### 13.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Secondo quanto riportato dal D.M. 14/01/2008 :

### *Verifica delle tensioni di esercizio*

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

#### 1 *Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 2 *Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

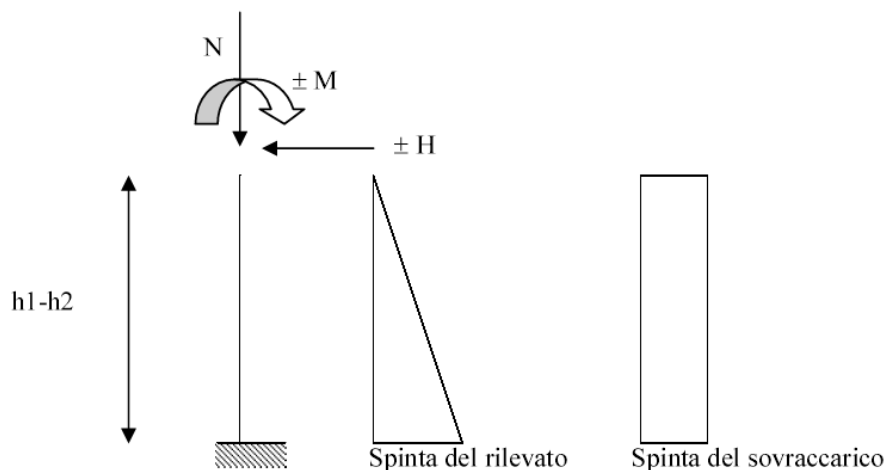
Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

## 14. Verifiche pannello prefabbricato

### 14.1 Verifica a flessione nel piano verticale

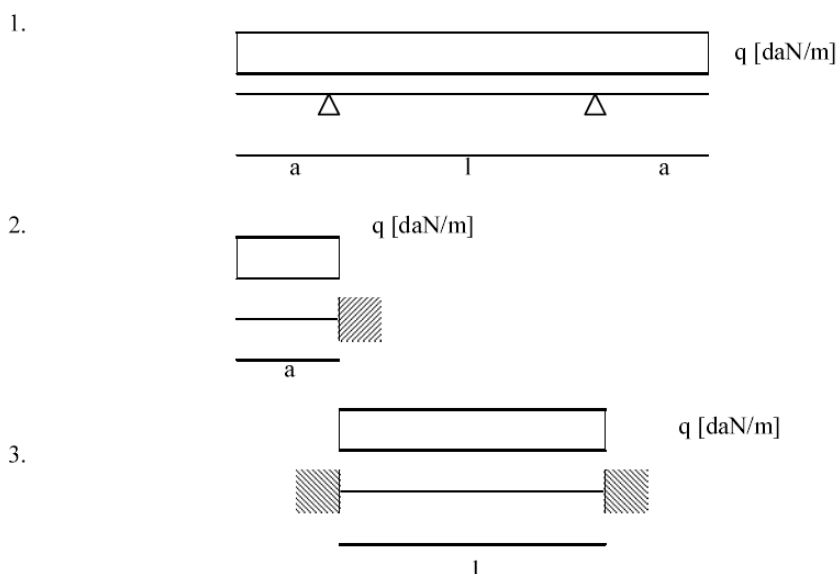
Si adotta lo schema statico di mensola incastrata nella fondazione, secondo lo schema seguente:



Viene condotta una verifica a presso flessione di un'equivalente sezione a T, con una sola nervatura data dalla somma delle due nervature, a partire dal bordo superiore del paramento prefabbricato, con passo di esplorazione "d"

### 14.2 Verifica a flessione nel piano orizzontale

Gli schemi statici adottabili per la verifica della soletta nel piano orizzontale sono i seguenti :



In quanto per le caratteristiche geometriche del pannello è sempre  $a > l/2$  lo schema di

carico più gravoso si ha per la condizione 2, per cui nel calcolo si adotta lo schema di mensola incastrata nella nervatura.

Viene valutato lo sforzo di flessione a cui sono sottoposti i due sbalzi laterali del pannello, alla sezione d'attacco con le nervature verticali.

### 14.3 Verifica a taglio

Secondo quanto riportato dal D.M. 14/01/2008 :

#### *Elementi con armature trasversali resistenti al taglio*

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

$\alpha_c$ coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature 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 $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

## 15. Soletta di fondazione

### 15.1 Verifica a flessione

Si verifica la sezione resistente della soletta di fondazione, sollecitata a momento flettente per effetto del carico del terreno insistente su di essa, del sovraccarico e della reazione scambiata all'interfaccia con il terreno d'appoggio.

Si adotta lo schema statico di mensola incastrata nel cordolo armato passante nei fori delle nervature stesse.

## 16. Verifiche di stabilità globale muro-terreno

### 16.1 Metodo di analisi

In accordo con la normativa vigente, le verifiche di stabilità sia in condizioni statiche che sismiche sono state effettuate con l'Approccio 1- Combinazione 2: A2+M2+R2 tenendo conto dei vari coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. In particolare per la condizione sismica i coefficienti parziali sulle azioni (A2) risultano essere unitari (paragrafo 7.11 NTC).

Le analisi sono state condotte con i metodi all'equilibrio limite. Il livello di sicurezza è espresso come rapporto tra la resistenza a taglio disponibile e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la potenziale superficie di scorrimento. In particolare, nei metodi delle strisce la massa di terreno viene discretizzata in strisce verticali e si determina la superficie di scorrimento critica in corrispondenza della quale si ha il minimo coefficiente di sicurezza.

La condizione di verifica  $E_d \leq R_d$  equivale ad avere un coefficiente di sicurezza in corrispondenza della superficie di scorrimento critica  $F_{min} \geq \gamma_R$ :

$$F = R_d / E_d \geq 1.1$$

Nelle analisi è stato adottato il metodo di Bishop: la superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro. 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.

In condizioni sismiche, la stabilità è stata analizzata mediante un approccio pseudostatico. Gli effetti del sisma sono stati quindi rappresentati con delle forze d'inerzia orizzontali e verticali applicate alla massa instabile:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

W è il peso totale della massa di terreno al disopra della superficie di scorrimento. I coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  vengono determinati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

In base ai criteri progettuali riportati nel paragrafo 4 si sono determinati i parametri sismici impiegati nelle analisi:



$a_g$ (g) (SLV)	0.142
Categoria di sottosuolo	B
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s$	1.2
Coefficiente di amplificazione topografica $S_t$	1.2
$a_{max}$ (g) attesa al sito	0.204
Coefficiente di riduzione dell' $a_{max}$ attesa al sito $\beta_m$	0.24
$k_h$	0.049
$k_v$ (+/-)	0.025

Tabella 16.1 – parametri azione sismica relativi alle analisi di stabilità

I calcoli sono stati svolti mediante l'ausilio del codice di calcolo MAX 10.0 [Aztec Informatica].

## 16.2 Condizioni di carico

*Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

$X$  Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

$X_i$  Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

$X_f$  Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

$Q_i$  Intensità del carico per  $x=X_i$  espressa in [kN/m]

$Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kN/m]

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

Condizione n° 1 (Accidentale)

D Profilo  $X_i=0,00$   $X_f=10,00$   $Q_i=20,0000$   $Q_f=20,0000$

Si è tenuto conto della presenza di un sovraccarico accidentale a monte del muro di sostegno.

## 16.3 Descrizione combinazioni di carico

*Simbologia adottata*

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

$C$  Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 4 STAB

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Accidentale	1.30	1,00	1.30

Combinazione n° 11 STAB - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 12 STAB - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00

#### 16.4 Risultati delle analisi

I quadri riassuntivi dei coefficienti di sicurezza calcolati per le varie altezze sono di seguito riportati:

*Simbologia adottata*

*C* Identificativo della combinazione

*Tipo* Tipo combinazione

*Sisma* Combinazione sismica

*CS<sub>STAB</sub>* Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS <sub>stab</sub>
4	STAB - [1]	--	1,39
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,58
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,57

Tabella 16.2 – Stabilità globale H= 3.30m

La verifica di stabilità è soddisfatta in entrambe le condizioni analizzate ( $F_{min} \geq 1.1$ ).

I tabulati di calcolo sono riportati negli allegati in corrispondenza di ogni altezza di calcolo.

## ALLEGATO A: SEZIONE 1 – H=3.30m

### RELAZIONE TECNICA PER MURO DI SOSTEGNO PREFABBRICATO H = 3,30 m

Approccio 2 Muro Tipo T

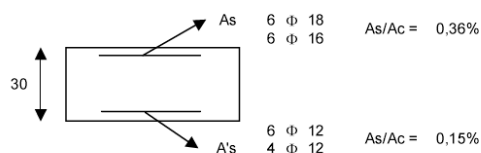
#### 1 DATI DI PROGETTO

1a)	<b>Dati geotecnici</b>			
	Angolo di attrito interno	gradi	$\phi$	32
	Peso specifico	daN / m3	$\gamma$	1.900
	Angolo di attrito terra - muro (valore prudenziale)	gradi	$\delta$	21
	Angolo di inclinazione piano di campagna	gradi	$\epsilon$	0
	Coesione	daN / cm2	c	0
1b)	<b>Carichi agenti</b>			
	Sovraccarico variabile stradale / ferroviario	daN / m2	qa	2.000
	Sovraccarico permanente	daN / m2	qp	0
	Forza orizzontale in testa variabile (positivo tende lato monte)	daN / elemento	fv	0
	Forza orizzontale in testa eccezionale (positivo tende lato monte)	daN / elemento	fe	2.500
	Sovraccarico sulla fondazione a monte	daN / m2	q1	0
	Momento in testa variabile (positivo tende lato monte)	daNm / elemento	momv	0
	Momento in testa eccezionale (positivo tende lato monte)	daNm / elemento	mome	2.500
	Forza verticale in testa (positivo di compressione)	daN / elemento	N	0
	Braccio di N rispetto al paramento verticale (positivo verso nervature)	m	braccio	0,00
1c)	<b>Dati sismici</b>			
	Classe d'Uso		SLV	
	Vita Nominale	anni	Cu	1,5
	Periodo di Riferimento	anni	Vn	50
	Tempo di Ritorno	anni	Vr	75
	Accelerazione orizzontale massima su un sito rigido	[g]	Tr	712
	Categoria sottosuolo		ag(g)	0,142
	Categoria topografica			B
	Fattore di amplificazione stratigrafica		Ss	1,20
	Fattore di amplificazione topografica		St	1,00
1d)	<b>Morfologia del muro</b>			
	Altezza del muro	m	h1	3,30
	Distanza tra il punto di ribaltamento e il baricentro dell'elemento prefabbricato	m	$X_c$	0,83
	Distanza tra il baricentro del pannello e la soletta	m		0,13
	Peso elemento prefabbricato	daN	P	2,675
	Angolo di inclinazione parete prefabbricato rispetto l'orizzontale	gradi	b	90
	Larghezza elemento prefabbricato	m	b1	2,50
	Dimensione appoggio muro	m	appoggio	0,66
	Altezza sezione in sommità (tratto a sezione costante)	m		0,30
	Pendenza nervatura	m	pendenza	20%
	Larghezza nervatura / e	m	s	0,30
	Spessore soletta	m	sol	0,10
1e)	<b>Morfologia della fondazione</b>			
	Spessore massimo soletta di fondazione	m	h2	0,30
	Spessore minimo soletta di fondazione lato monte	m	h3	0,30
	Spessore minimo soletta di fondazione lato valle	m	h4	0,30
	Larghezza fondazione	m	l	2,90
	Dimensione sbalzo anteriore	m	sbalzo	0,70
	Larghezza suola fondazione a monte	m	l1	2,10
	Larghezza suola fuori nervatura	m	fo	1,60
	Larghezza sottofondazione	m	lf	0,00
	Altezza sottofondazione	m	hf	0,00
	Sbalzo a valle sottofondazione	m	sbf	0,00
1f)	<b>Dati geotecnici terreno di fondazione</b>			
	Angolo di attrito interno	gradi	$\phi$	28
	Peso specifico	daN / m3	$\gamma$	1.800
	Coesione	daN / cm2	c	0
	Ricoprimento fondazione a valle	m	hr	0,70

#### 2 VERIFICHE DI STABILITA' LOCALE

2a)	<b>Verifica a traslazione</b>	combinazione dimensionante	A1+M1	$k_T$	1,21	> 1,10
2b)	<b>Verifica a ribaltamento</b>	combinazione dimensionante	EQ	$k_R$	1,92	> 1,00
2c)	<b>Verifica a capacità portante</b>	combinazione dimensionante	A1+M1	$k_P$	1,67	> 1,40
				$\sigma_{Tmax}$	1,05	daN / cm2
				$\sigma_{Tmin}$	0,05	daN / cm2

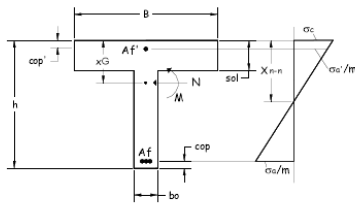
#### 3 VERIFICHE FONDAZIONE



3a)	<u>Verifica fondazione di monte SLU (sezione d'incastro)</u>	$M_u / M_d$	1,22
	<u>Verifica fondazione di monte SISMICO (sezione d'incastro)</u>	$M_u / M_d$	3,99
3b)	<u>Verifica fondazione di valle SLU (sezione d'incastro)</u>	$M_u / M_d$	1,89
	<u>Verifica fondazione di valle SISMICO (sezione d'incastro)</u>	$M_u / M_d$	3,37
3c)	<u>Verifica fondazione di monte SLE RARA (sezione d'incastro)</u>	$\sigma_c$ [daN / cm <sup>2</sup> ] $\sigma_s$ [daN / cm <sup>2</sup> ]	4 < $\sigma_c$ lim 150 134 < $\sigma_s$ lim 3520
	<u>Verifica fondazione di monte SLE FREQUENTE (sezione d'incastro)</u>	Mcr [daNm]	8.057 > Me -64,753
	<u>Verifica fondazione di monte SLE QUASI PERMANENTE (sezione d'incastro)</u>	$\sigma_c$ [daN / cm <sup>2</sup> ] Mcr [daNm]	-2 < $\sigma_c$ lim 112,5 8.057 > Me -447,92

**4 VERIFICHE PREFABBRICATO :**

**4a) Verifica prefabbricato**



Af'	4	Φ 10		
Af 1	4	Φ 18		
Af 2	4	Φ 22	L 2	2,30 m
Af 3	0	Φ 0	L 3	0,00 m
Af 4	0	Φ 0	L 4	0,00 m
Af 5	0	Φ 0	L 5	0,00 m

SLU								STAFFE		diam. [mm]	passo [cm]
d	h	A <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	M <sub>Sd</sub>	N <sub>Sd</sub>	Ka	Mu	Mu/M <sub>Sd</sub>	Vrsd	Vrcd	Vsd
cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	daN m	daN	daNm	daNm	>1,00	daN	daN	daN
150	30	10,18	3,14	9304	1338	9727	1,05	10942	36290	7401	
164	32,7	15,21	3,14	10322	1459	15811	1,53	12119	40191	8019	
2	300	60,0	3,14	25765	2675	31381	1,22	23917	79321	15767	
3											
4											
5											

SISMICO								STAFFE		diam. [mm]	passo [cm]
d	h	A <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	M <sub>Sd</sub>	N <sub>Sd</sub>	Ka	Mu	Mu/M <sub>Sd</sub>	Vrsd	Vrcd	Vsd
cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	daN m	daN	daNm	daNm	>1,00	daN	daN	daN
150	30	10,18	3,14	7945	1338	9727	1,22	10942	36290	5216	
164	32,7	15,21	3,14	8692	1459	15811	1,82	12119	40191	5616	
2	300	60,0	3,14	19869	2675	31381	1,58	23917	79321	11018	
3											
4											
5											

SLE						FREQUENTE			RARA		
d	h	A <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	Ka	Mcr	Me	esm	wk<0,3	$\sigma_c$ <210	$\sigma_s$ <3520	
cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	daNm	mm	daNm	mm	wk	$\sigma_c$	$\sigma_s$	
150	30	10,18	3,14	3255	-	1406	-	Mcr>Me	14	806	
164	32,7	15,21	3,14	4698	-	1747	-	Mcr>Me	13	605	
2	300	60,0	3,14	12049	-	8358	-	Mcr>Me	19	1321	
3											
4											
5											

QUASI PERMANENTE			
Me	esm-cm	wk<0,2	$\sigma_c$ <157,5
daNm	mm	wk	$\sigma_c$
1118	-	Mcr>Me	7
1404	-	Mcr>Me	7
7205	-	Mcr>Me	12

4b)	<u>Verifica soletta nel piano orizzontale SLU</u>	10 Φ 6	$M_u / M_d$ 2,14
	<u>Verifica soletta nel piano orizzontale SISMICO</u>		$M_u / M_d$ 2,95
	<u>Verifica soletta nel piano orizzontale SLE RARA</u>	$\sigma_c$ [daN / cm <sup>2</sup> ] $\sigma_s$ [daN / cm <sup>2</sup> ]	35 < $\sigma_c$ lim 210 1.292 < $\sigma_s$ lim 3520
	<u>Verifica soletta nel piano orizzontale SLE FREQUENTE</u>	Mcr [daNm]	59 > Me 29
	<u>Verifica soletta nel piano orizzontale SLE QUASI PERMANENTE</u>	$\sigma_c$ [daN / cm <sup>2</sup> ] Mcr [daNm]	28 < $\sigma_c$ lim 157,5 59 > Me 27

## VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE MURO-TERRENO ( H=3.30m)

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

*Simbologia adottata*

*C* Identificativo della combinazione

*Tipo* Tipo combinazione

*Sisma* Combinazione sismica

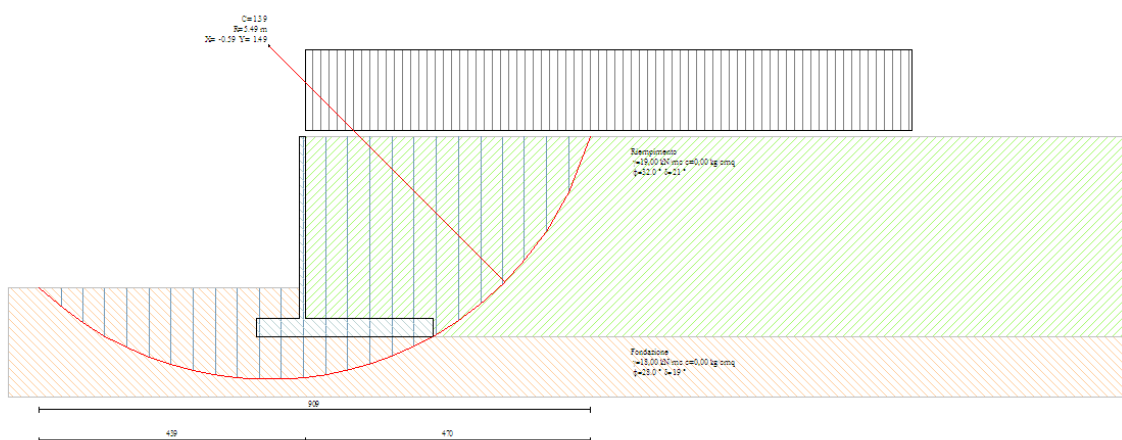
*CS<sub>SCO</sub>* Coeff. di sicurezza allo scorrimento

*CS<sub>RIB</sub>* Coeff. di sicurezza al ribaltamento

*CS<sub>QLIM</sub>* Coeff. di sicurezza a carico limite

*CS<sub>STAB</sub>* Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS <sub>stab</sub>
4	STAB - [1]	--	1,39
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,58
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,57



### Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	3,00 [m]
Spessore in sommità	0,10 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,10 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]

Lunghezza del muro	2,50 [m]
Spessore rivestimento	0,30 [m]
Peso sp. rivestimento	25,0000 [kN/mc]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,70 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,10 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,90 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,30 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

Contrafforti

Altezza contrafforti	3,00 [m]
Spessore contrafforti	0,15 [m]
Larghezza in sommità	0,20 [m]
Larghezza alla base	0,50 [m]
Interasse contrafforti	1,50 [m]
Numero contrafforti	2
Posizione :	Monte
Disposizione :	Sfalsati

Materiali utilizzati per la struttura

*Calcestruzzo*

Peso specifico	24,517 [kN/mc]
Resistenza caratteristica a compressione $R_{bk}$	250,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

*Acciaio*

Tipo	FeB44K
------	--------

Geometria profilo terreno a monte del muro

*Simbologia adottata e sistema di riferimento*

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

- N numero ordine del punto
- X ascissa del punto espressa in [m]
- Y ordinata del punto espressa in [m]
- A inclinazione del tratto espressa in [°]

**N                      X                      Y                      A**

1            20,00            0,00            0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,50 [m]

Descrizione terreni

*Simbologia adottata*

*Nr.*            Indice del terreno

*Descrizione*    Descrizione terreno

$\gamma$             Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

$\gamma_s$             Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

$\phi$             Angolo d'attrito interno espresso in [°]

$\delta$             Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

$c$             Coesione espressa in [kg/cm<sup>2</sup>]

$c_a$             Adesione terra-muro espressa in [kg/cm<sup>2</sup>]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	$c$	$c_a$
Riempimento	19,00	19,00	32,00	21,33	0,000	0,000
Fondazione	18,00	18,00	28,00	18,67	0,000	0,000

Stratigrafia

Terreno spingente:                    Riempimento

Terreno di fondazione:              Fondazione

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 4

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W            peso della striscia espresso in [kN]

$\alpha$             angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$             angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

$c$             coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm<sup>2</sup>]

$b$             larghezza della striscia espressa in [m]

$u$             pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm<sup>2</sup>]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati    36

Numero di strisce            25

**Cerchio critico**

Coordinate del centro X[m]= -0,59 Y[m]= 1,49

Raggio del cerchio R[m]= 5,49

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4,39

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,70

Larghezza della striscia dx[m]= 0,36

Coefficiente di sicurezza C= 1.39

Le strisce sono numerate da monte verso valle

**Caratteristiche delle strisce**

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	1290.67	68.57	1201.42	1.00	26.56	0.000	0.000
2	1840.16	60.13	1595.64	0.73	26.56	0.000	0.000
3	2234.20	53.15	1787.85	0.61	26.56	0.000	0.000
4	2543.53	47.19	1866.11	0.54	26.56	0.000	0.000
5	2796.67	41.86	1866.09	0.49	26.56	0.000	0.000
6	3007.79	36.93	1807.40	0.46	26.56	0.000	0.000
7	3185.18	32.32	1702.80	0.43	26.56	0.000	0.000
8	3383.49	27.93	1584.54	0.41	23.65	0.000	0.000
9	3511.58	23.71	1411.82	0.40	23.04	0.000	0.000
10	3608.57	19.62	1211.72	0.39	23.04	0.000	0.000
11	3686.12	15.64	993.55	0.38	23.04	0.000	0.000
12	3745.53	11.73	761.44	0.37	23.04	0.000	0.000
13	3765.52	7.88	516.07	0.37	23.04	0.000	0.000
14	1591.85	4.06	112.72	0.36	23.04	0.000	0.000
15	1099.81	0.26	5.03	0.36	23.04	0.000	0.000
16	1035.12	-3.54	-63.83	0.36	23.04	0.000	0.000
17	1003.12	-7.35	-128.30	0.37	23.04	0.000	0.000
18	963.44	-11.19	-187.05	0.37	23.04	0.000	0.000
19	906.68	-15.09	-236.09	0.38	23.04	0.000	0.000
20	831.99	-19.07	-271.76	0.38	23.04	0.000	0.000
21	738.17	-23.13	-290.02	0.40	23.04	0.000	0.000
22	623.55	-27.33	-286.31	0.41	23.12	0.000	0.000
23	481.52	-31.70	-253.01	0.43	26.56	0.000	0.000
24	308.32	-36.28	-182.45	0.45	26.56	0.000	0.000
25	102.27	-41.15	-67.30	0.48	26.56	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 473,5202$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 161,4011$  [kN]



$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 214,8474 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.42$$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,30 Y[m]= 1,49

Raggio del cerchio R[m]= 5,35

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,88

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,85

Larghezza della striscia dx[m]= 0,35

Coefficiente di sicurezza C= 1.58

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	$\phi$	c	u
1	299.53	68.46	278.62	0.95	26.56	0.000	0.000
2	803.49	59.96	695.57	0.70	26.56	0.000	0.000
3	1165.41	53.11	932.07	0.58	26.56	0.000	0.000
4	1450.74	47.24	1065.13	0.51	26.56	0.000	0.000
5	1684.90	41.97	1126.78	0.47	26.56	0.000	0.000
6	1880.67	37.11	1134.74	0.44	26.56	0.000	0.000
7	2045.56	32.55	1100.56	0.41	26.56	0.000	0.000
8	2191.63	28.21	1035.98	0.40	26.16	0.000	0.000
9	2356.29	24.04	959.93	0.38	23.04	0.000	0.000
10	2447.43	20.00	837.25	0.37	23.04	0.000	0.000
11	2520.77	16.07	697.75	0.36	23.04	0.000	0.000

12	2577.49	12.21	545.17	0.36	23.04	0.000	0.000
13	2618.44	8.41	382.90	0.35	23.04	0.000	0.000
14	2711.61	4.64	219.50	0.35	23.04	0.000	0.000
15	1369.49	0.90	21.46	0.35	23.04	0.000	0.000
16	962.12	-2.84	-47.73	0.35	23.04	0.000	0.000
17	891.55	-6.60	-102.43	0.35	23.04	0.000	0.000
18	846.79	-10.38	-152.57	0.36	23.04	0.000	0.000
19	797.92	-14.21	-195.86	0.36	23.04	0.000	0.000
20	732.96	-18.10	-227.76	0.37	23.04	0.000	0.000
21	650.90	-22.09	-244.76	0.38	23.04	0.000	0.000
22	549.83	-26.19	-242.66	0.39	24.52	0.000	0.000
23	423.25	-30.44	-214.45	0.41	26.56	0.000	0.000
24	271.35	-34.89	-155.21	0.43	26.56	0.000	0.000
25	91.15	-39.60	-58.09	0.45	26.56	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 336,7781$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 92,1043$  [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 152,2288$  [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.56$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,30 Y[m]= 1,49

Raggio del cerchio R[m]= 5,35

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,88

Ascissa a monte del cerchio  $X_s[m] = 4,85$

Larghezza della striscia  $dx[m] = 0,35$

Coefficiente di sicurezza  $C = 1,57$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	299.53	68.46	278.62	0.95	26.56	0.000	0.000
2	803.49	59.96	695.57	0.70	26.56	0.000	0.000
3	1165.41	53.11	932.07	0.58	26.56	0.000	0.000
4	1450.74	47.24	1065.13	0.51	26.56	0.000	0.000
5	1684.90	41.97	1126.78	0.47	26.56	0.000	0.000
6	1880.67	37.11	1134.74	0.44	26.56	0.000	0.000
7	2045.56	32.55	1100.56	0.41	26.56	0.000	0.000
8	2191.63	28.21	1035.98	0.40	26.16	0.000	0.000
9	2356.29	24.04	959.93	0.38	23.04	0.000	0.000
10	2447.43	20.00	837.25	0.37	23.04	0.000	0.000
11	2520.77	16.07	697.75	0.36	23.04	0.000	0.000
12	2577.49	12.21	545.17	0.36	23.04	0.000	0.000
13	2618.44	8.41	382.90	0.35	23.04	0.000	0.000
14	2711.61	4.64	219.50	0.35	23.04	0.000	0.000
15	1369.49	0.90	21.46	0.35	23.04	0.000	0.000
16	962.12	-2.84	-47.73	0.35	23.04	0.000	0.000
17	891.55	-6.60	-102.43	0.35	23.04	0.000	0.000
18	846.79	-10.38	-152.57	0.36	23.04	0.000	0.000
19	797.92	-14.21	-195.86	0.36	23.04	0.000	0.000
20	732.96	-18.10	-227.76	0.37	23.04	0.000	0.000
21	650.90	-22.09	-244.76	0.38	23.04	0.000	0.000
22	549.83	-26.19	-242.66	0.39	24.52	0.000	0.000
23	423.25	-30.44	-214.45	0.41	26.56	0.000	0.000
24	271.35	-34.89	-155.21	0.43	26.56	0.000	0.000
25	91.15	-39.60	-58.09	0.45	26.56	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 336,7781$  [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 92,1043$  [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 152,2288$  [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 3.56$