

NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE

LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F

OPERE D'ARTE MINORI
MURI DI SOSTEGNO SVILUPPO 4
RELAZIONE DI CALCOLO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabi par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCHE (MUSINET Eng.)	P.D'ALOISIO (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	O	C	A	0	R	G
Lot Cos. Lot. Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	0	8	0	7	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Objet		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S

SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
1.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35	5
1.2 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile.....	5
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE E SCELTE PROGETTUALI	6
5. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI	11
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI	12
7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE STRUTTURE	12
7.1 Geometria di calcolo.....	13
7.2 Analisi dei carichi	13
7.2.1 Carichi permanenti strutturali	13
7.2.2 Carichi permanenti.....	14
7.2.3 Altri carichi permanenti	14
7.2.4 Spinte indotte dai carichi variabili da traffico	14
7.2.5 Urto di un veicolo in svio (azione eccezionale).....	15
7.2.6 Azione sismica.....	15
7.3 Combinazioni di carichi SLU	16
7.4 Combinazioni di carichi SLE.....	17
8. CRITERI DI CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE	17
9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO.....	23
9.1 Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU.....	23
9.2 Verifica scorrimento piano di posa GEO.....	25
9.3 Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO	26
9.4 Verifica del muro	28
9.4.1 Verifiche a stato limite ultimo	28
9.4.1.1 Combinazione fondamentale e sismica.....	28
9.4.1.2 Combinazione eccezionale.....	36
9.4.2 Verifiche in esercizio	43
9.4.2.1 Verifica fessurazione	43
9.4.2.2 Verifica tensionale combinazione rara.....	46
9.5 Verifica di resistenza della fondazione.....	49
9.6 VERIFICA SLE FONDAZIONE	56
10. VERIFICHE CORDOLO TESTA MURO.....	58
11. CONCLUSIONI	62
ALLEGATO 1: RIPARTIZIONE CARICO TANDEM.....	63
ALLEGATO 2: VERIFICA ALLOGGIAMENTO PALO ILLUMINAZIONE.....	67

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1 – Pianta scavi e sviluppata muro 1</i>	6
<i>Figura 2 – Pianta scavi e sviluppata muro 2</i>	7
<i>Figura 3 – Pianta scavi e sviluppata muro 3</i>	8
<i>Figura 4 – Pianta scavi e sviluppata muro 4</i>	9
<i>Figura 5 – Tipologie di muri prefabbricati utilizzati</i>	10
<i>Figura 6 – Dettagli muro prefabbricato</i>	11
<i>Figura 7 – Sezione muro</i>	13
<i>Figura 8 – Sezioni di verifica del muro</i>	28
<i>Figura 9 – Schema statico cordolo su molle soggetto alle azioni d'urto</i>	36
<i>Figura 10 – Andamento momento torcente su cordolo</i>	37
<i>Figura 11 – Andamento taglio orizzontale su cordolo</i>	37
<i>Figura 12 – Sezioni di verifica</i>	38
<i>Figura 13 – Armatura muro</i>	38
<i>Figura 14 – Azioni sulla fondazione</i>	49
<i>Figura 15 – Meccanismo mensola tozza</i>	49
<i>Figura 16 – Sezioni di verifica</i>	50
<i>Figura 17 – Sezione Cordolo testa muro</i>	58
<i>Figura 18 – Assi locale elemento</i>	58
<i>Figura 19 – Andamento momento M_z</i>	58

1. Premessa

Il presente elaborato è parte integrante del Progetto di Delocalizzazione dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale sito ubicato nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto ricade all'interno del territorio comunale di San Didero (TO).

In particolare, in questo elaborato sono illustrate le scelte progettuali e le verifiche di sicurezza relative ai muri di sostegno prefabbricati delimitanti alcuni tratti degli svincoli in progetto.

Il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. Normativa di riferimento

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare sono state considerate le seguenti normative:

- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** – “*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*” ;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** – “*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione*” ;
- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008** - “*Norme tecniche per le costruzioni*”;
- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617**- *Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*

3. Caratteristiche dei materiali

1.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35

(per i muri prefabbricati e il cordolo testa muro)

Modulo elastico	$E_c = 32588$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	°C ⁻¹
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 37.05$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2.83$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 1.98$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 3.40$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 16.46$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.32$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4.46$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.97$	MPa

1.2 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile

(per barre e reti di diametro $6.0\text{mm} \leq \varnothing \leq 40.0\text{mm}$)

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$	MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$	MPa
Allungamento	$A_{gtk} \geq 7.5\%$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	MPa

4. Descrizione delle opere e scelte progettuali

Come accennato in premessa, il presente elaborato relaziona circa il *quarto tratto* di muri prefabbricati a sostegno di altrettanti tratti di svincolo in rilevato. I quattro tratti di muro hanno altezze variabili lungo le sviluppate e sono pertanto realizzati con diverse sezioni tipo, distinte con le lettere A, B, C, D, E.

In particolare, il “Muro 4” delimita a Est lo svincolo Autoporto-Bardonecchia e per esso è previsto un rinterro quasi totale sulla mensola di valle all’atto della realizzazione del nuovo piazzale dell’Autoporto.

I muri sono costituiti da una suola in c.a. gettato in opera e da un paramento in c.a. prefabbricato con costole lato terra, in moduli di larghezza 2.50m e 1.25m. In sommità, i pannelli prefabbricati vengono solidarizzati con un cordolo in c.a. gettato in opera di dimensioni 0.70x0.40m su cui vengono ancorate le barriere di sicurezza. I paramenti dei muri 1 e 2 sono inoltre dotati di rivestimento.

La tipologia di opera è ricorrente nel contesto delle infrastrutture stradali, e consente di snellire molte operazioni di cantiere, potendo le lavorazioni della fondazione e delle elevazioni dei muri procedere in parallelo, grazie alla tecnica della prefabbricazione.

Inoltre, la possibilità di prefabbricare consente di ottenere generalmente precisioni dei manufatti ottimali, soprattutto in presenza di elementi di altezza variabile ed in curva come nel caso di quelli in esame. L’altezza minima del manufatto è compatibile con quelle di produzione.

La scelta dei pannelli di elevazione inseriti in seconda fase, consente anche di gestire eventuali necessità o correzioni nel caso di modifiche indotte dalle fasi in cantiere.

Per i tratti in cui la prefabbricazione per disponibilità di cassero non è possibile il muro sarà gettato in opera.

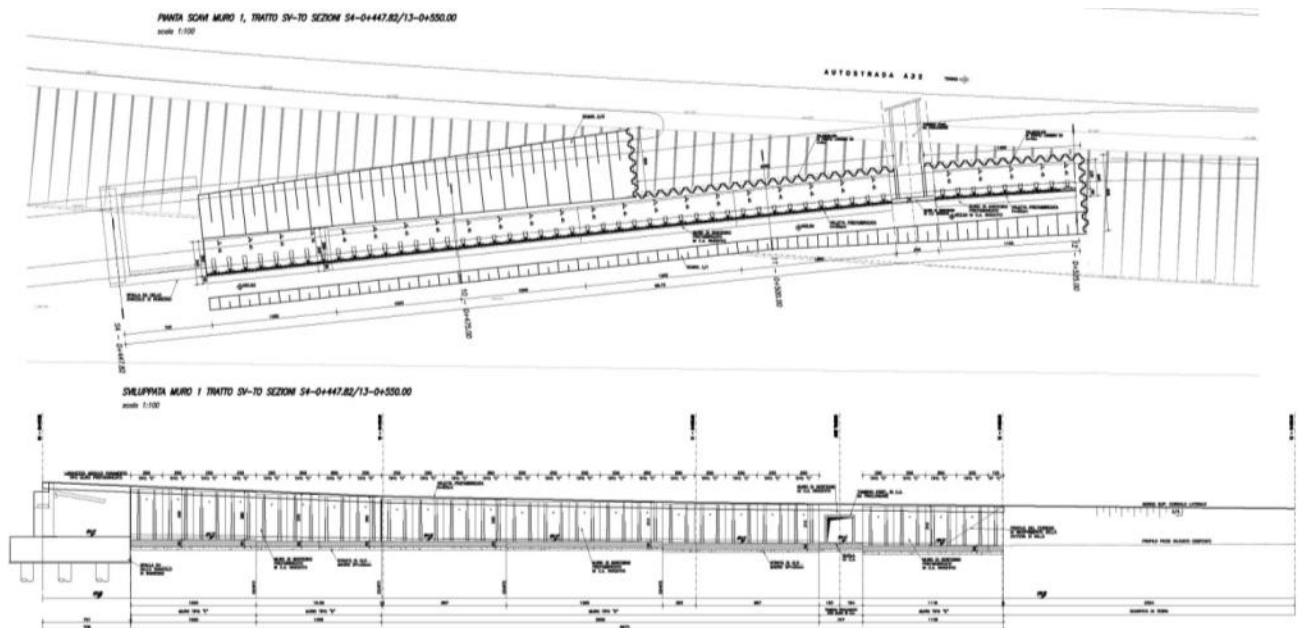


Figura 1 – Pianta scavi e sviluppata muro 1

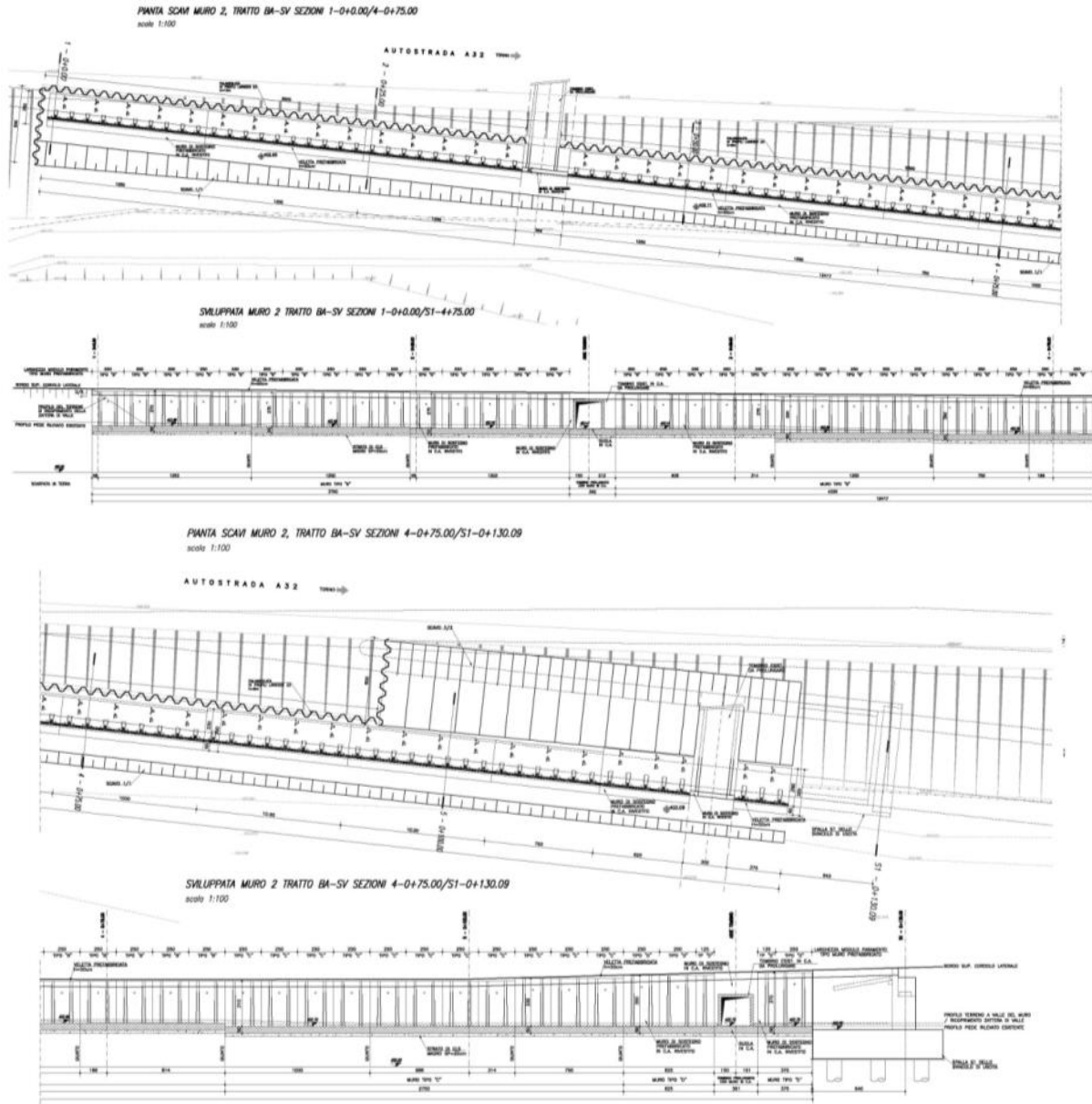
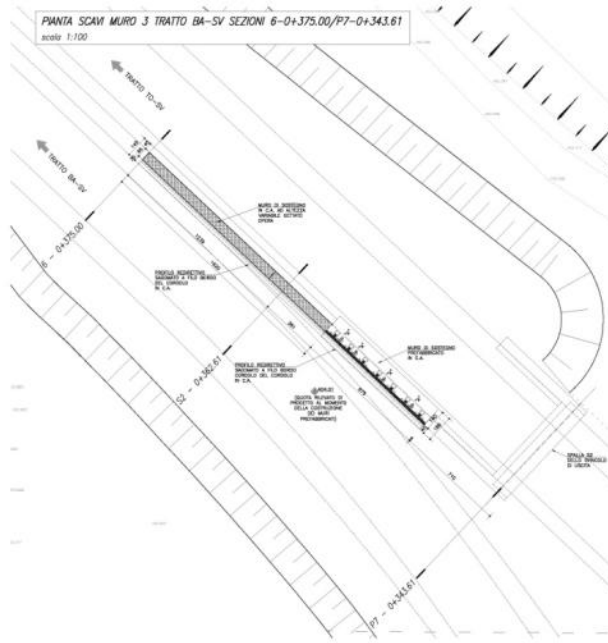


Figura 2 – Pianta scavi e sviluppata muro 2



SVILUPPATA MURO 3, TRATTO BA-SV SEZIONI 6-0+375.00/P7-0+343.61
scala 1:100

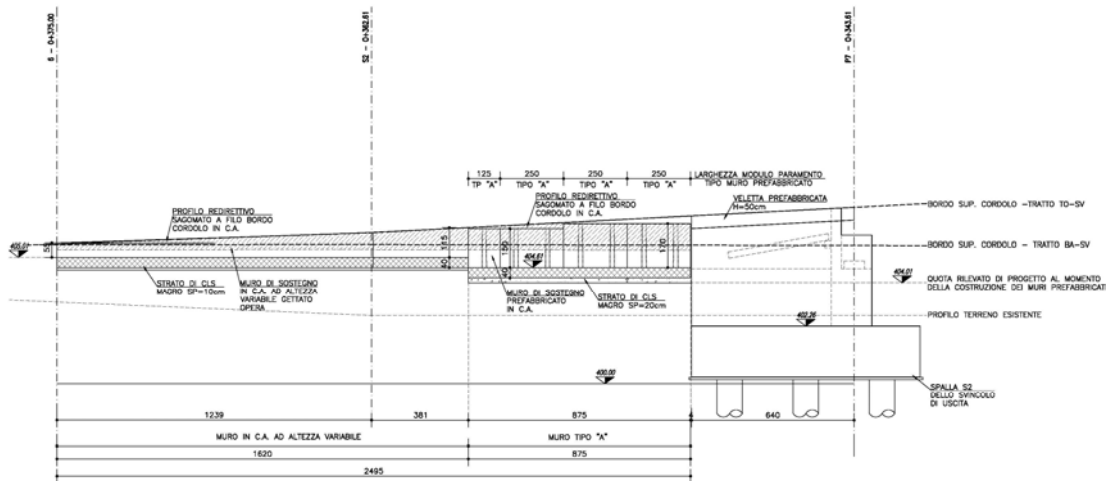


Figura 3 – Pianta scavi e sviluppata muro 3

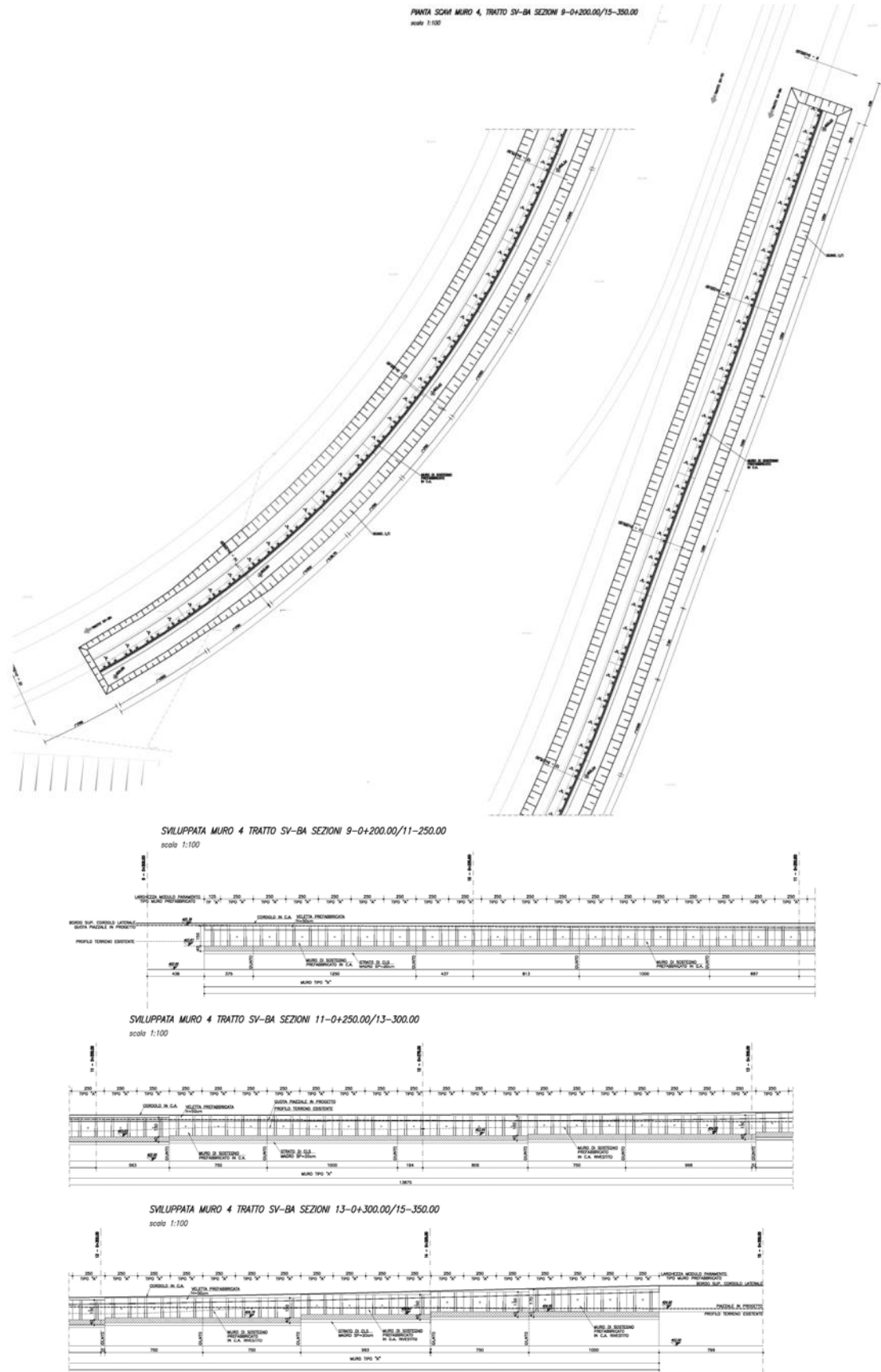
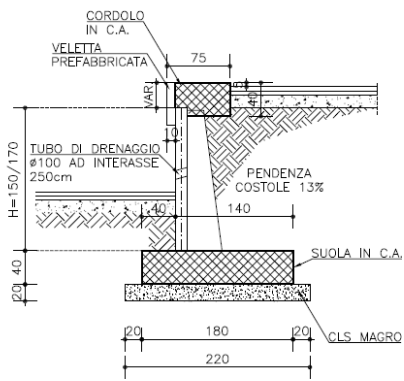
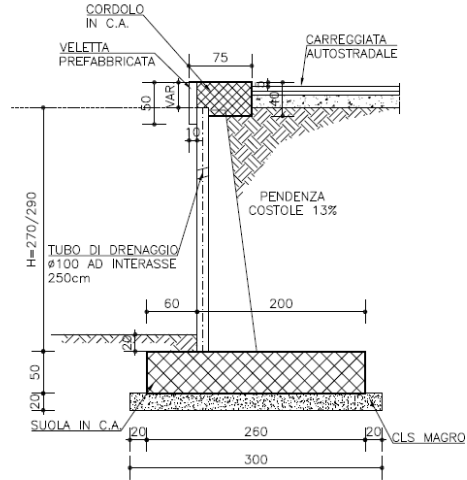


Figura 4 – Pianta scavi e sviluppata muro 4

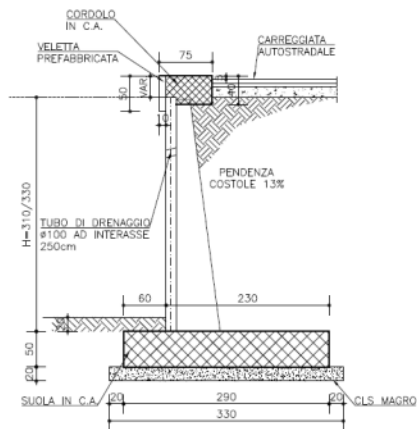
MURO PREFABBRICATO TIPO "A"
scala 1:50



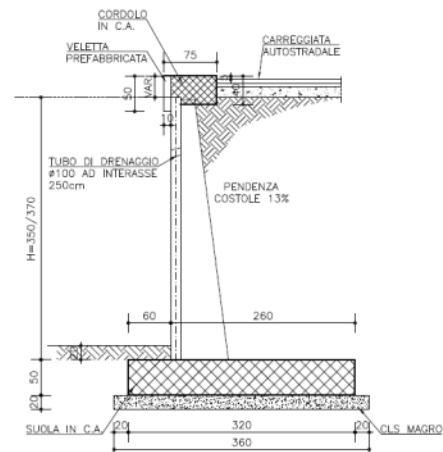
MURO PREFABBRICATO TIPO "B"
scala 1:50



MURO PREFABBRICATO TIPO "C"
scala 1:50



MURO PREFABBRICATO TIPO "D"
scala 1:50



MURO PREFABBRICATO TIPO "E"
scala 1:50

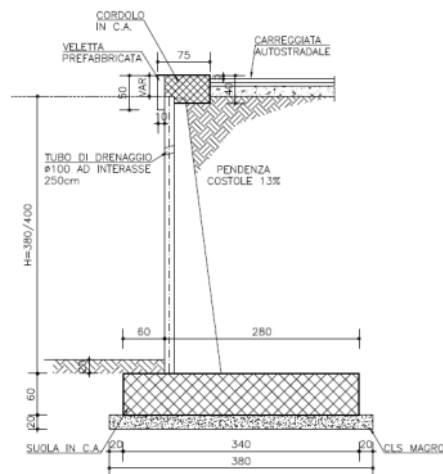


Figura 5 – Tipologie di muri prefabbricati utilizzati

DETTAGLI MURO PREFABBRICATO
scala 1:20

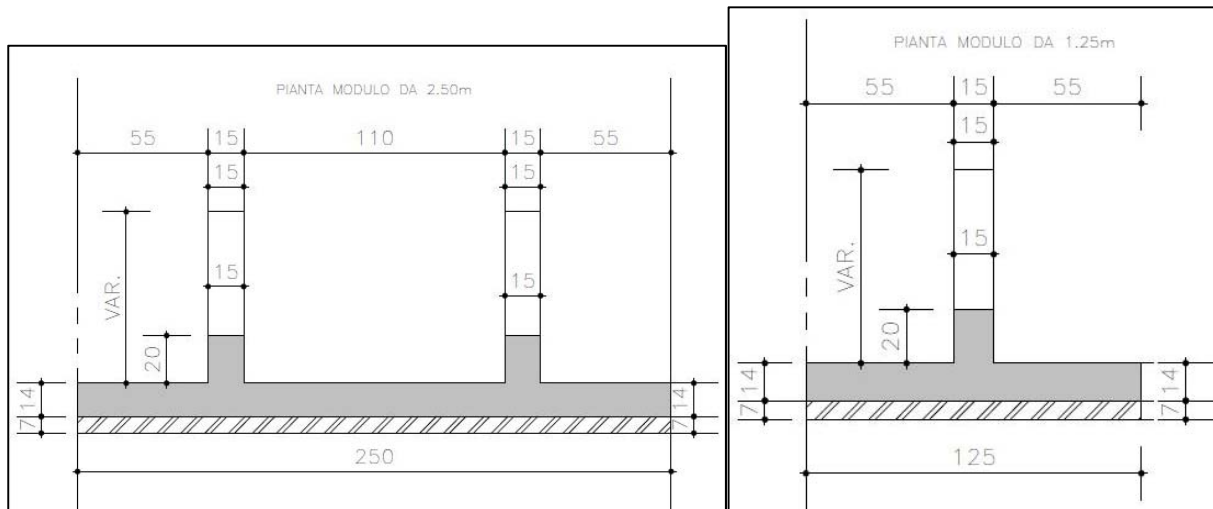


Figura 6 – Dettagli muro prefabbricato

Il paramento di valle del muro sarà provvisto di una finitura realizzata con un pannello di rivestimento in lastre di pietra dello spessore di 7cm pietra; il cordolo di testa muro sarà completato con la posa di una veletta prefabbricata in c.a., provvista di zanche di collegamento al cordolo entro il quale sono ancorate in fase di getto

5. Caratterizzazione meccanica dei terreni

Tutti i muri trattati sostengono dei nuovi rilevati. Pertanto il terrapieno a tergo di essi è stato caratterizzato con i seguenti parametri geotecnici:

Rilevato:

peso per unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito di calcolo	$\phi' = 35^\circ$
coesione	$c' = 0 \text{ kPa}$

Le fondazioni del Muro 3 insistono su un nuovo rilevato, pertanto anche per il terreno al di sotto di esse può essere utilizzata la stessa caratterizzazione.

Le fondazioni dei Muri 1, 2 e 4, invece, sono impostate poco al di sotto del piano di campagna esistente, pertanto si ipotizza che esse insistano sullo strato di riporto vegetale descritto nella Relazione geologico-geotecnica (doc. PD2C3AMUS1200AAPNOT) come litotipo UG1 e caratterizzabile in maniera sufficientemente cautelativa con i seguenti parametri geotecnici:

Riporto

peso per unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito di calcolo	$\phi' = 28^\circ$
coesione	$c' = 0 \text{ kPa}$
modulo elastico	$E = 22500 \text{ kPa}$

Dai dati piezometrici disponibili, inoltre, il piano di soggiacenza medio della falda risulta ubicato a – 2.6m dal piano campagna.

Per una completa descrizione dell'area si rimanda alla richiamata Relazione geologico-geotecnica.

6. Caratterizzazione sismica dei terreni

Con riferimento al sottosuolo nell'area di progetto, la caratterizzazione ai fini della valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata in fase di progettazione mediante indagini geofisiche in grado di stimare la distribuzione delle onde di taglio nei primi 30 m. In particolare, come ampiamente descritto nella Relazione geologico-geotecnica, sono state effettuate indagini di tipo Tomografiche elettriche, Down-hole e MASW che hanno permesso di classificare il sottosuolo come di categoria B, ossia *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*

Dato l'andamento clivometrico, la zona si classifica come categoria topografica T1, caratteristica per superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Per le opere non provvisorie in progetto è stata fissata una vita utile $V_N = 100$ anni e la Classe d'Uso IV ($C_U = 2$). Il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta dunque essere:

$$V_R = V_N \times C_U = 200 \text{ anni}$$

Le opere in progetto ricadono nel comune di San Didero (TO), cui competono i seguenti parametri sismici:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
SLO	120	0.077	2.426	0.242
SLD	201	0.096	2.427	0.250
SLV	1898	0.200	2.524	0.279
SLC	2475	0.216	2.539	0.282

Da questi parametri e dalla categoria di sottosuolo, è possibile ricavare il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s con la formula riportata nella tabella 3.2.V delle NTC 2008. Dalla categoria topografica si ricava invece il coefficiente di amplificazione topografica S_T . I valori dei due coefficienti vengono di seguito riassunti per lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

	S_s	S_T
SLD	1.200	1.000
SLV	1.198	1.000

7. Schematizzazione delle strutture

L'analisi delle opere è stata eseguita con modelli semplificati avvalendosi di fogli di calcolo, considerando le azioni derivanti dai pesi propri di muro e terreno di riempimento e dai sovraccarichi accidentali.

In condizioni sismiche, l'analisi è stata eseguita mediante metodo pseudo-statico, ipotizzando il cuneo di terreno a tergo del paramento dell'opera in equilibrio limite attivo, così come specificato al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2008.

7.1 Geometria di calcolo

La tipologia di muro presente nello sviluppo 4 è la seguente:

- *Muro tipo A*: suola in c.a. 1.80x0.40m, altezze dei paramenti 1.50/1.70m.

7.2 Analisi dei carichi

7.2.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali sono rappresentati dal peso del muro avente peso per unità di volume $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Il terreno di riempimento a tergo del muro, avente peso per unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ viene considerato alla stregua di un permanente strutturale.

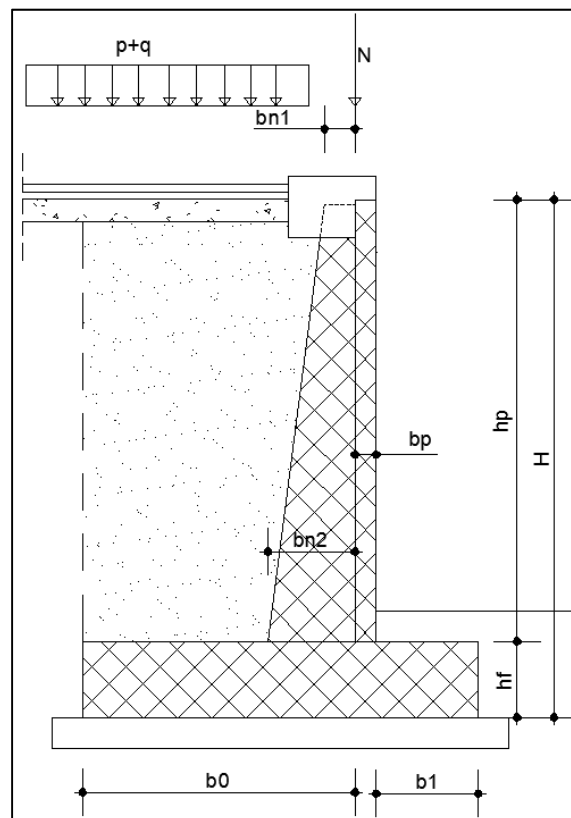


Figura 7 – Sezione muro

Il paramento prefabbricato è dotato di costole di lunghezza 250 cm; le nervature, poste ad interasse di 1.15m, presentano una lunghezza variabile con l'altezza con un minimo in testa di 15 cm. Le varie verifiche sono state condotte considerando le sollecitazioni agenti sul muro.

7.2.2 Carichi permanenti

- Le spinte statiche del terreno a monte sono state valutate coerentemente con la caratterizzazione mostrata al paragrafo 5.

Il coefficiente di spinta attiva è stato valutato utilizzando la teoria del cuneo di rottura di Coulomb, che tiene conto, oltre alle ipotesi base della teoria di Rankine, anche della presenza dell'attrito fra terra e muro δ e della superficie interna del paramento del muro comunque inclinata di un angolo ψ . Lo sviluppo analitico della teoria di Coulomb è stato definito da Muller-Breslau, i quali valutano il coefficiente di spinta attiva in condizione statica come:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

φ è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;

δ è l'angolo di attrito terra-muro.

ε è l'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

β è l'inclinazione rispetto alla verticale della parete interna del muro.

Per il calcolo della spinta del terreno a favore di sicurezza il muro è stato considerato verticale rispetto al terreno.

7.2.3 Altri carichi permanenti

- Per tenere conto del peso del cordolo in c.a. in sommità, si è considerata una forza verticale in testa pari a $0.70 \times 0.40 \times 25 = 7 \text{ kN/m}$.
- Per tenere conto della barriera di sicurezza ancorata sul cordolo, si è considerata una forza verticale in testa pari a 1 kN/m .
- Per i muri dotati di veletta prefabbricata, si è considerata una forza verticale in testa a ogni muro pari a $0.05 \times 0.50 \times 25 = 0.62 \text{ kN/m}$.
- Per il rivestimento del paramento in pietra, laddove presente, si è ipotizzato un peso a metro quadrato pari a 2.6 kN/m^2
- Per tenere conto, infine, dello spessore di riporto che eccede l'altezza del paramento prefabbricato, si è sempre considerato un carico uniformemente distribuito a monte di 5 kN/m^2

7.2.4 Spinte indotte dai carichi variabili da traffico

I coronamenti dei muri in esame costituiscono i cordoli delle sovrastanti carreggiate stradali. La maggior parte di essi inoltre è in adiacenza ai sovrappassi di ingresso e di uscita. Per la valutazione dei carichi verticali da traffico, pertanto, si è fatto riferimento a quanto indicato al par. C5.1.3.3.7.1 delle Istruzioni di cui alla Circ. 617/09.

Nello specifico è stato direttamente considerato l'effetto del carico tandem a tergo, come carichi concentrati, opportunamente ricondotto alla striscia di analisi considerata nei calcoli successivi, e coincidente col singolo pannello murario.

La procedura di calcolo è diffusamente trattata nell'allegato 1 della presente relazione. Si riporta il dato sintetico risultante come carico uniforme equivalente all'azione del tandem:

$q = 105.76 \text{ kN/mq}$ comprensivo del carico $q = 9 \text{ kN/mq}$ dello schema di carico 1

7.2.5 Urto di un veicolo in svio (azione eccezionale)

Noto il momento di plasticizzazione e la geometria dei profili costituenti la barriera guard-rail in testa al muro, sono state determinate le massime azioni che essa è in grado di trasmettere al muro.

$$M_{pl} = W_{pl} f_u = 83013 \times 430 \times 10^{-6} = 35.7 \text{ kNm}$$

$$F_{pl} = M_{pl}/h = 35.7/1 = 35.7 \text{ kN}$$

Si ipotizza che in caso d'urto si abbia la plasticizzazione di 3 montanti distanti l'uno dall'altro 1.5m.

Il carico verticale concomitante è stato determinato in accordo con quanto prescritto dal par. 5.1.3.3 delle NTC 2008.

7.2.6 Azione sismica

L'analisi sismica dei muri è stata eseguita con il metodo pseudo-statico. I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono valutati con le relazioni:

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

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

dove:

β_m è un coefficiente dipendente dal valore dell'accelerazione orizzontale a_g e dalla tipologia di sottosuolo. Nel caso in esame, essendo il sottosuolo di categoria B e $a_g(g)$ compresa tra 0.1 e 0.2, si assume $\beta_m=0.24$;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

k_v è il coefficiente sismico in direzione verticale;

L'accelerazione massima viene valutata come:

$$\frac{a_{max}}{g} = S_s \cdot S_t \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove:

$S_s = 1.198$ tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;

$S_t = 1.000$ tiene conto dell'amplificazione topografica;

$\frac{a_g}{g} = 0.200$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito per lo SLV.

La valutazione della spinta in condizioni dinamiche viene effettuata con il metodo di Mononobe e Okabe:

per $\beta \leq \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta > \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

dove:

$$\theta \text{ è l'angolo tale che } \tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v};$$

Sono state altresì considerate le forze di inerzia dovute al peso del muro e del terreno gravante sulla zattera di monte, valutate come:

$$F_i = k_h \cdot W_i$$

In fase sismica è stato considerato inoltre un sovraccarico accidentale pari a circa il 20% di quello considerato in condizioni statiche.

7.3 Combinazioni di carichi SLU

Tutte le condizioni di carico elementari di carico possono essere raggruppate nei seguenti quattro gruppi di condizioni:

- G_k : azioni dovute ai carichi permanenti ovvero al peso proprio, sovraccarichi permanenti;
- P_k : azioni dovute ai carichi di precompressione;
- Q_{ik} : azioni dovute ai sovraccarichi variabili;
- A : azioni eccezionali;

E : azioni dovute ai carichi sismici orizzontali e verticali.

Secondo quanto previsto dalle NTC 2008, si considerano tutte le combinazioni non sismiche del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

essendo:

Carichi	Coef.	Condizione		
	γ_F (γ_E)	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti	$\gamma_{G,1}$	0,9÷1,1	1,0÷1,3	1,0÷1,0
Perm.non strutturali	$\gamma_{G,2}$	0,0÷1,5	0,0÷1,5	0,0÷1,3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0,0÷1,5	0,0÷1,5	0,0÷1,3

Coefficienti parziali per le azioni favorevoli-sfavorevoli

$\gamma_p = 1.00$ (precompressione)

$\Psi_{0i} = 0 \div 1.00$ (coefficiente di combinazione allo SLU per tutte le condizioni di carico elementari variabili per tipologia e categoria Q_{ik})

Si è anche studiata una *combinazione eccezionale* (con γ_{Gi} e γ_{Qi} tutti pari a 1 in accordo con la 2.5.6 delle NTC) per tenere conto degli effetti dell'urto per svio di un veicolo:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + \left[A + \sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Le combinazioni sismiche considerate sono:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + E + \left[\sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

7.4 Combinazioni di carichi SLE

Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, si considerano le combinazioni:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + \left[\sum_i (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

essendo, nel caso di carichi stradali, Ψ_{2i} pari a 0 per la combinazione quasi permanente, pari a 0.75 per la combinazione frequente e pari a 1 per la combinazione rara.

8. Criteri di calcolo geotecnico e strutturale

In generale, per ogni stato limite deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed R_d l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

A seconda dell'approccio perseguito, sarà necessario applicare dei coefficienti di sicurezza o amplificativi, a secondo si tratti del calcolo delle caratteristiche di resistenza o delle azioni agenti.

In particolare, in funzione del tipo di verifica da eseguire, avremo, per le azioni derivanti da carichi gravitazionali, i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	γ_{G1}	0.9÷1.1	1.0÷1.3	1.0
Perm. non strutturali	γ_{G2}	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3

Coefficienti parziali per le azioni favorevoli-sfavorevoli

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni sotto riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza φ'	$\tan \gamma'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Partendo da questi coefficienti, è possibile definire le caratteristiche meccaniche dei terreni in funzione del tipo di approccio. In particolare avremo:

Terreno di fondazione

Metodo M1

Peso per unità di volume totale $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 Coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
 Angolo di attrito di calcolo $\phi' = 28^\circ$

Metodo M2

Peso per unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 Coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
 Angolo di attrito interno $\phi' = 23.04^\circ$

Terreno di riporto alle spalle del muro

Metodo M1

Peso per unità di volume totale $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 Coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
 Angolo di attrito di calcolo $\phi' = 35^\circ$
 Angolo di attrito terra-muro $\delta = 21^\circ$

Metodo M2

Peso per unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 Coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
 Angolo di attrito interno $\phi' = 29.26^\circ$
 Angolo di attrito terra-muro $\delta = 17.55^\circ$

Le verifiche vengono effettuate con l'Approccio 2, che prevede una sola combinazione di coefficienti sia per le verifiche GEO che per quelle SLU:

Combinazione (A1+M1+R3)

I coefficienti parziali di sicurezza R3 sono pari a:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte ed il fattore parziale di sicurezza $R_2=1.0$.

Nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, esse verranno effettuate considerando, per i diversi stati limite, i coefficienti amplificativi delle azioni (A) di valore unitario, come indicato al punto C7.11.6.2 delle *Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008*.

Ricapitolando, le verifiche riportate nel seguito della presente saranno effettuate nei confronti dei seguenti stati limite e con gli approcci metodologici di fianco riportati.

SLU di tipo geotecnico (GEO) – Approccio 2

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno **A1+M1+R3**

Scorrimento sul piano di posa **A1+M1+R3**

SLU di tipo strutturale (STR) - Approccio 2

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali **A1+M1+R3**

SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU)

Ribaltamento **EQU+M2+R2**

- **Criterio di verifica a capacità portante della fondazione (GEO)**

La verifica a carico limite della fondazione dei muri è stata eseguita facendo riferimento alla nota formula trinomia di Brich-Hansen (1970).

$$q_{lim} = i_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + i_c \cdot N_c \cdot c + i_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

in cui:

- γ_1 è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sopra del piano di posa della fondazione;
- γ_2 è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sotto del piano di posa della fondazione;
- D è la profondità del piano di posa della fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- N_q, N_c, N_γ sono coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa (Vesic);
- i_q, i_c, i_γ sono i coefficienti correttivi di inclinazione del carico; essi dipendono dalla lunghezza L e dalla larghezza B della fondazione, dall'entità dei carichi verticale ed orizzontale agenti, dalla coesione e dall'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa.

In particolare, per la determinazione del carico verticale di esercizio, si pone:

$$q_{es} = \frac{N}{L' \cdot B'}$$

dove:

- N è la risultante delle azioni verticali agenti sulla fondazione nella condizione di carico considerata, comprensivi del peso della platea;
- L' è la lunghezza ridotta della fondazione;
- B' è la larghezza della fondazione.

La verifica è condotta considerando la fondazione infinitamente lunga.

Per tener conto dell'eccentricità del carico viene considerata, ai fini del calcolo, un larghezza di dimensioni ridotta pari a:

$$B' = B - 2e_B$$

con e_B eccentricità del carico.

• Criterio di verifica a scorrimento sul piano di posa (GEO)

La verifica allo scorrimento del muro consiste nell'assicurare la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera di sostegno va a scorrere sul piano di contatto con il terreno di fondazione. Pertanto essa risulta soddisfatta se la componente delle forze agenti nella direzione parallela al piano di scorrimento risulta inferiore alla forza di attrito che si genera al contatto tra opera e terreno di fondazione. Tale forza risulta proporzionale al peso del muro ed è espressa dalla relazione (per terreni caratterizzati da $\varphi' \neq 0$ e $c' = 0$)

$$R = N \cdot \tan \varphi'_d$$

dove:

- R è la forza resistente allo scorrimento;
- N è la risultante delle azioni verticali agenti sul piano di fondazione;

φ'_d è l'angolo di resistenza a taglio del terreno di fondazione relativamente all'appoggio di progetto.

- **Criterio di verifica a ribaltamento (EQU)**

Il meccanismo di collasso per ribaltamento per i muri di sostegno prevede la rotazione intorno all'estremità di valle del muro, che diventa il centro di rotazione dell'opera. La verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq R_2 = 1.00$$

dove:

M_s è il momento stabilizzante rispetto al centro di rotazione dovuto al peso del muro;
 M_r è il momento ribaltante rispetto al centro di rotazione dovuto alla spinta del terrapieno e di eventuali sovraccarichi.

Nelle verifiche condotte per azioni sismiche, la spinta del terrapieno è stata valutata secondo il metodo pseudo-statico, come illustrato nel seguito; è stata altresì tenuto in conto il contributo instabilizzante svolto dalla forza di inerzia dovuta al peso del paramento.

- **Criteri di verifica a presso(tenso) flessione delle sezioni in cemento armato (STR)**

La verifica a flessione, condotta per la platea di fondazione, consiste nell'assicurare che in ogni sezione il momento resistente risulti superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

Con riferimento alle sezioni presso-inflesse del paramento e semplicemente inflesse della zattera, le verifiche di resistenza (SLU) si eseguono controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Le verifiche di tutti gli elementi sono state effettuate in base a semplici schemi noti della Scienza delle Costruzioni.

- **Criteri di verifica a taglio delle sezioni in cemento armato (STR)**

Per elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio V_{Rd} viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{con: } k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \text{ e } v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}};$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale di trazione;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

f_{ck} è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo;

$\gamma_c = 1.5$.

- **Verifiche a fessurazione e verifiche tensionali**

Sono state calcolate le sollecitazioni nel paramento e nella platea di fondazione. Le verifiche di fessurazione vengono eseguite in accordo al par. 4.1.2.2.4 delle NTC 2008 e al par. C4.1.2.2.4 delle Istruzioni.

Le verifiche tensionali di cui ai parr. 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 delle NTC 2008 sono state eseguite per la combinazione rara e la combinazione quasi permanente, controllando che le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori ai seguenti valori limite:

	Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente
σ_c del cls C28/35 (MPa)	17.43	13.07
σ_s dell'acciaio B450C (MPa)	360	360

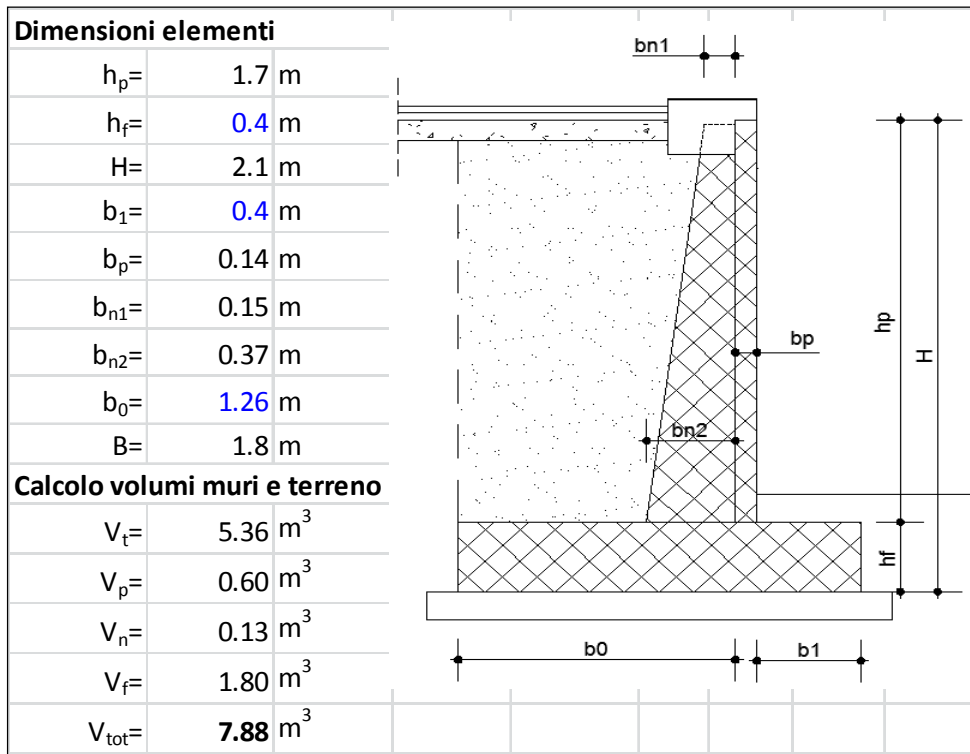
9. Verifiche agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio

Nel seguito vengono riportate le verifiche del muro *A* considerando l'altezza massima del paramento, 1.7m.

Sono state analizzate le condizioni a stato limite ultimo e in esercizio.

9.1 Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU

La verifica a ribaltamento è condotta solo in condizioni statiche e sismiche in quanto in condizioni eccezionali si suppone la collaborazione di una serie di muri all'azione d'urto e quindi non riesce ad instaurarsi il ribaltamento del muro.



DATI GEOTECNICI

$\gamma_{t1} =$	20 kN/m ³
$\phi'_{1} =$	35 °
$\phi'_{1d} =$	29.26 °
$K_{a1} =$	0.343

SOVRACCARICHI

q=	105.76 kN/m ²	sovraccarico stradale
p=	0 kN/m ²	sovraccarico permanente
N=	8.62 kN/ml	scarico verticale testa muro

CALCOLO SPINTE SU MURO

$S_t =$	37.86 kN	sp. statica terrapieno
$S_p =$	0.00 kN	sp. sovraccarico permanente
$S_q =$	190.69 kN	sp. sovraccarico variabile

SPINTA SISMICA SU MURO

Terreno

$S_{AE} =$	42.86 kN	spinta sismica
$\Delta P_{AE} =$	4.99 kN	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica

INERZIE MURO E TERRAPIENO

$W_m =$	18.09 kN	massa muro
$W_t =$	107.1 kN	peso terreno sulla fondazione a monte
$F_{wh} =$	7.20 kN	sp. Dovuta alle inerzie del muro e terra
$S_{\Delta P_{ae} + F_{wt}} =$	12.19 kN	

VERIFICA RIBALTAMENTO EQU+M2

$\gamma_{t1} =$	20 kN/m ³
$\gamma_{t2} =$	0 kN/m ³
$\gamma_{dis} =$	25 kN/m³

Contributi stabilizzanti

PESI	Distanze	MOMENTI	EQU-M2		A1-M1-R3	
			C.STATIC	C.SISMICA	C.STATIC	C.SISMICA
$W_t =$ 107.1 kN	$d_t =$ 1.17 m	$M_t =$ 125.31 kNm	112.78	125.31	162.90	125.31
$W_p =$ 14.875 kN	$d_p =$ 0.47 m	$M_p =$ 6.99 kNm	6.29	6.99	9.09	6.99
$W_n =$ 3.2 kN	$d_n =$ 0.73 m	$M_n =$ 2.33 kNm	2.10	2.33	3.03	2.33
$W_f =$ 45 kN	$d_o =$ 0.90 m	$M_o =$ 40.50 kNm	36.45	40.50	52.65	40.50
$W_4 =$ 0 kN	$d_1 =$ 1.60 m	$M_t =$ 0.00 kNm	0.00	0.00	0.00	0.00
$W_5 =$ 0 kN	$d_1 =$ 0.90 m	$M_t =$ 0.00 kNm	0.00	0.00	0.00	0.00
$W_p =$ 0 kN	$d_p =$ 1.17 m	$M_p =$ 0.00 kNm	0.00	0.00	0.00	0.00
$W_N =$ 21.55 kN	$d_f =$ 0.55 m	$M_p =$ 11.74 kNm	10.57	11.74	15.27	11.74
$W_q =$ 333.14 kN	$d_q =$ 1.17 m	$M_q =$ 389.78 kNm	526.20	15.59	526.20	15.59
		$M_{ST} =$ 576.66 kNm	694.39	202.47 kNm	769.14	202.47 kNm

Contributi ribaltanti

$S_t =$ 37.86 kN	$d_{st} =$ 0.70 m	$M_{St} =$ 26.51 kNm	29.16	26.51	34.46	26.51
$S_p =$ 0.00 kN	$d_{sp} =$ 1.05 m	$M_p =$ 0.00 kNm	0.00	0.00	0.00	0.00
$S_q =$ 190.69 kN	$d_{sq} =$ 1.05 m	$M_q =$ 200.23 kNm	270.31	40.05	270.31	40.05
$S_e =$ 12.19 kN	$d_{se} =$ 1.05 m	$M_e =$ 12.80 kNm		12.80		12.80
			299.46	79.35 kNm	304.76	79.35 kNm

$F_s =$	2.32 statica
	2.55 sismica

9.2 Verifica scorrimento piano di posa GEO

VERIFICA SCORRIMENTO A1-M1-R3

$$\phi'_{1} = 28 \text{ } ^\circ \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$\phi'_{1d} = 28.00 \text{ } ^\circ \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$R^* = 1.00$$

$$\delta = 28.00 \text{ } ^\circ \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$\text{tg}\delta = 0.532$$

$$W_{t+cls} = 170.192 \text{ kN}$$

$$W_p = 0 \text{ kN}$$

$$W_N = 21.55 \text{ kN}$$

$$W_q = 333.144 \text{ kN}$$

$$W_{mv} = 3.60 \text{ kN}$$

STATICA

$$R_d = 337.88$$

$$H_d = 306.66$$

SISMICA

$$\psi_2 = 0.2$$

$$R_d = 176.76 \text{ kN}$$

$$H_d = 88.20 \text{ kN}$$

$$F_s = \begin{array}{|c|} \hline 1.10 \\ \hline 2.00 \\ \hline \end{array} \begin{array}{l} \text{statica} \\ \text{sismica} \end{array}$$

9.3 Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

A1-M1-R3-statica

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico del terreno	$g_t =$	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	28.00 °
Coesione del terreno	$c_d =$	0.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w =$	0.00 °

c =	0	kN/m ²
f =	28.00	°
$g_f =$	1.00	SLU
$g_c =$	1.00	SLU
$g_R =$	1.40	SLU

DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Profondita' di imposta della fondazione	$D =$	0.50 m
Angolo di inclinazione piano di fondazione (<=f)	$a =$	0.00 °

$c_u =$	1.40	kN/m ²
$g_{cu} =$	1.40	SLU
$c_{ud} =$	1.00	kN/m ²

Larghezza fondazione	$B =$	2.00 m
Lunghezza fondazione	$L =$	30.00 m

Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.232 m
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00 m

Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	1.54 m
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	30 m

DATI RELATIVI AI CARICHI

Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	142.20 kN/m ² =	1.42 kg/cm ²
Tensione media tangenziale alla fondazione	$r =$	0.00	$p_h =$ 0.00 kN/m ² = 0.00 kg/cm ²
Carico normale alla fondazione	$N =$	8532.1 kN =	853211 kg
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	0 kN =	0 kg
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	0.00 kN/m ²	0.00 kg/cm ²

VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA

Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	14.60	9.50	0.00
Fattori di capacità portante	N	10.94	14.72	25.80
Fattori di forma fondazione	s	1.01	1.01	1.03
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.10	1.10
Fattori di inclinaz. del carico	i	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	b	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	g	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	F N s d i b q	162	155.64	0.00

Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	227 kN/m ² =	2.27 kg/cm ²
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	10459 kN =	1045916 kg

Coefficiente di sicurezza	FS =	1.23
---------------------------	-------------	-------------

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

A1-M1-R3-sismica

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico del terreno $g_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 Angolo di attrito del terreno $f_d = 28.00^\circ$
 Coesione del terreno $c_d = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Angolo di inclinazione del piano campagna $w = 0.00^\circ$

c =	0	kN/m ²
f =	28.00	°
g _f =	1.00	SLU
g _c =	1.00	SLU
g _R =	1.40	SLU

DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Profondita' di imposta della fondazione $D = 0.50 \text{ m}$
 Angolo di inclinazione piano di fondazione ($\leq f$) $a = 0.00^\circ$

c _u =	1.40	kN/m ²
g _{cu} =	1.40	SLU
c _{ud} =	1.00	kN/m ²

Larghezza fondazione $B = 2.00 \text{ m}$
 Lunghezza fondazione $L = 30.00 \text{ m}$

Eccentricità carico verticale in direzione B $E(B) = 0.405 \text{ m}$
 Eccentricità carico verticale in direzione L $E(L) = 0.00 \text{ m}$

Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici $B(EQ) = 1.19 \text{ m}$
 Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici $L(EQ) = 30 \text{ m}$

DATI RELATIVI AI CARICHI

Tensione media normale alla fondazione $p_n = 54.07 \text{ kN/m}^2 = 0.54 \text{ kg/cm}^2$
 Tensione media tangenziale alla fondazione $r = 0.00$ $p_h = 0.00 \text{ kN/m}^2 = 0.00 \text{ kg/cm}^2$
 Carico normale alla fondazione $N = 3244.4 \text{ kN} = 324445 \text{ kg}$
 Carico tangenziale alla fondazione $T = 0 \text{ kN} = 0 \text{ kg}$
 Sovraccarico sul piano campagna $Q = 0.00 \text{ kN/m}^2 = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA

Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	11.31	9.50	0.00
Fattori di capacità portante	N	10.94	14.72	25.80
Fattori di forma fondazione	s	1.01	1.01	1.02
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.13	1.13
Fattori di inclinaz. del carico	i	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	b	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	g	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	F N s d i b q	125	159.15	0.00

Pressione limite totale normale al piano di fondazione $q_{lim} = 203 \text{ kN/m}^2 = 2.03 \text{ kg/cm}^2$
 Carico limite totale normale al piano di fondazione $N_{lim} = 7253 \text{ kN} = 725259 \text{ kg}$

Coefficiente di sicurezza **FS= 2.24**

9.4 Verifica del muro

La verifica dei muri viene effettuata sempre mediante l'approccio 2 A1-M1-R3, previsto dal DM 14.01.08 par 6.5.3.1.1.

Le verifiche strutturali sono state svolte nelle sezioni 1 all'attacco con la fondazione in opera e in una sezione intermedia riducendosi in altezza la lunghezza delle nervature.

9.4.1 Verifiche a stato limite ultimo

Le sezioni di verifica del paramento sono riportate alla successiva figura:

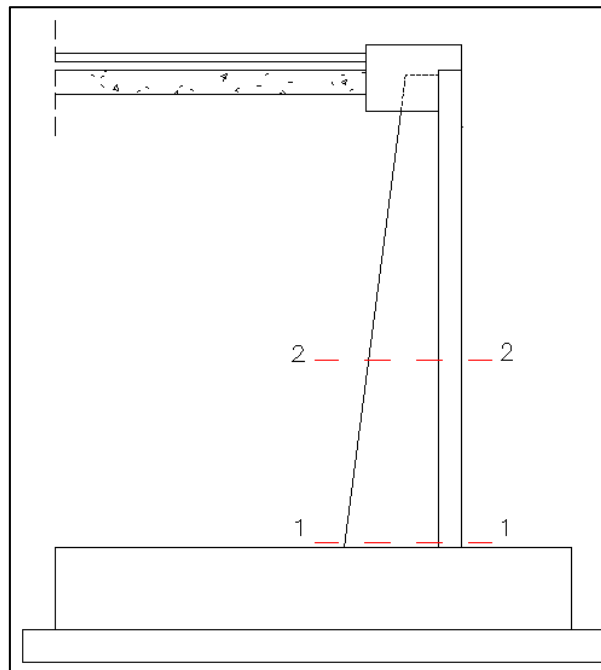
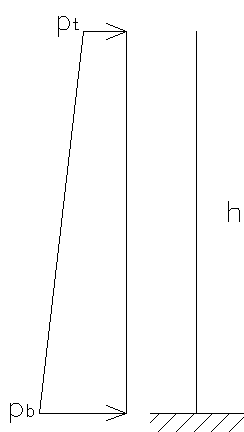


Figura 8 – Sezioni di verifica del muro

9.4.1.1 Combinazione fondamentale e sismica

La sezione 1-1 è alla base del muro. Lo schema statico adottato per la verifica è quello di una mensola incastrata alla base e soggetta a una spinta orizzontale data dal terreno e dal sovraccarico nel caso statico.



$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE SOMMITA'}$$

$$p_b = p_t + \gamma_g \cdot \gamma \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE BASE}$$

In condizioni dinamiche si aggiunge l'incremento di spinta sismica.

$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h + \Delta p_e$$

Note le pressioni orizzontali sul muro, si esegue il calcolo del momento alla base del medesimo e si procede quindi al calcolo dell'armatura.

CALCOLO SPINTA TERRA			
<u>Geometria muro</u>		Coeff. Spinta	
$H_n =$	1.7 m	a riposo	0
$s =$	0 m	attiva	1
$H_f =$	0 m		
$H_0 =$	1.7 m		
<u>Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo</u>			
$\gamma' =$	2.00 t/m ³	terreno saturo	
$\phi' =$	35 °	angolo resistenza al taglio	
$c' =$	0 kg/cmq	coesione drenata	
$\gamma_w =$	0.0 t/m ³	peso acqua	

Approccio 2		A1+M1+R3	SLU STR
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_C =$	1.0	f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R =$	1.0		
			coeff. Sp. di calcolo
			$K = 0.2710$
			coeff. spinta
			$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.3	
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.5	
$\gamma_Q =$	0.0	1.35	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo	

Carichi

$$q_p = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$q_1 = 10576 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 0 \text{ kg/m}^2$$

Fase 1 perm

$$p_t = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 1198 \text{ kg/m}^2$$

Fase 2 perm+var

$$p_t = 3869 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 5067 \text{ kg/m}^2$$

Approccio 2		A1+M1+R3	SLU SISM
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_C =$	1.0	f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R =$	1.0		
			coeff. Sp. di calcolo
			$K = 0.2710$
			coeff. spinta
			$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.0	
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0	
$\gamma_Q =$	0.0	1.0	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo	

Carichi

$$q_p = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$q_1 = 2115.2 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 0 \text{ kg/m}^2$$

Fase 1 perm

$$p_t = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 921 \text{ kg/m}^2$$

Fase 2 perm+var+sisma

$$p_t = 809 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 1967 \text{ kg/m}^2$$

CALCOLO INCREMENTO SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE

γ [kgf/m ³]	2000	peso specifico del terreno sopra falda
ϕ^1 [°]	29.26	angolo di resistenza al taglio
ψ [°]	90	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (se verticale =90°)
β [°]	0	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (se orizzontale =0°)
δ [°]	0	angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro

S [-]	1.198
a_g [g]	0.2
β_m	0.24

Falda	N	Y/N N.B.: Y = falda a p.c.; N = falda sotto lo scavo lato valle
γ_{H20} [kgf/m ³]	0	

k_h [g]	0.058
k_v [g]	0.029

γ^1 [kgf/m ³]	2000	peso specifico efficace
θ_A [°]	3.2	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica
θ_B [°]	3.4	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica
g_A [g]	1.030	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)
g_B [g]	0.973	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)
g_{A^*} [g]	1.029	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito
g_{B^*} [g]	0.971	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito
$\phi^1 - \theta_A$ [°]	26.1	
$\phi^1 - \theta_B$ [°]	25.9	

$K_{a,A}$ [-]	0.378	con sisma, secondo Mononobe e Okabe
$K_{a,B}$ [-]	0.380	con sisma, secondo Mononobe e Okabe
K_a [-]	0.343	senza sisma, secondo Mononobe e Okabe

$K_{a,A} / K_a * g_{A^*}$	1.132	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica
$K_{a,B} / K_a * g_{B^*}$	1.075	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica

Con K_a

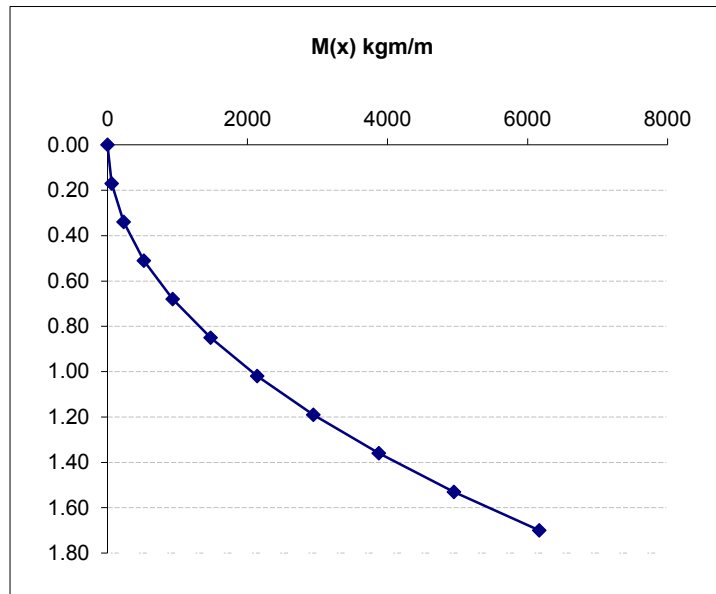
H [m]	2.1	altezza libera del muro
$E_{non\ sismico}$	1515	spinta risultante sull'altezza libera del muro in assenza di sisma (escluso il contributo dell'acqua)
$E_{d,A}$ [kgf/m]	1714	accelerazione verso il basso
$E_{d,B}$ [kgf/m]	1628	accelerazione verso l'alto
$\Delta E_{d,A}$ [kgf/m]	200	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica
$\Delta E_{d,B}$ [kgf/m]	113	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica

L'andamento del momento flettente al metro lineare in condizioni statiche e sismiche, lungo lo sviluppo del muro è il seguente.

Schema 2 : perm + var

$p_1 = 3869 \text{ kg/mq}$
 $p_2 = 5067 \text{ kg/mq}$
 $p_0 = 1198 \text{ kg/mq}$
 $l = 1.7 \text{ m}$

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.17	56	668
0.34	228	1356
0.51	519	2065
0.68	931	2794
0.85	1470	3543
1.02	2137	4313
1.19	2937	5103
1.36	3874	5914
1.53	4949	6744
1.70	6168	7596



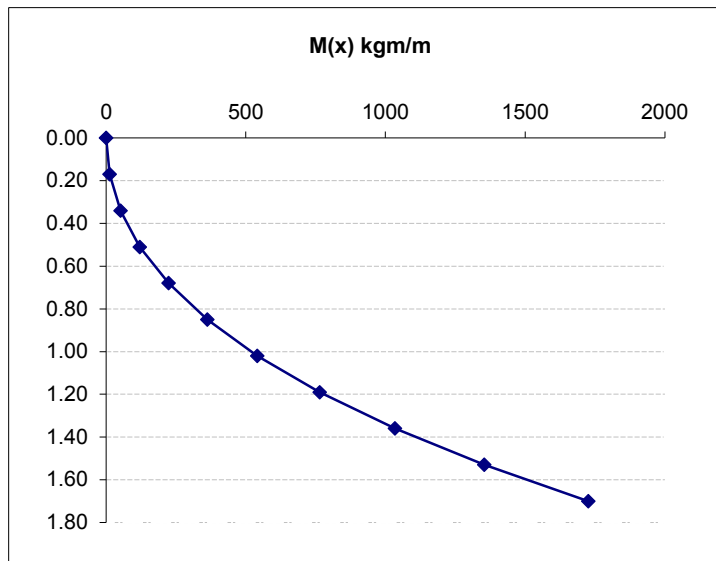
$M_{max} = 6168 \text{ kgm/m}$

SISMICA

Schema 2 : perm + var

$p_1 = 809 \text{ kg/mq}$
 $p_2 = 1967 \text{ kg/mq}$
 $p_0 = 1157 \text{ kg/mq}$
 $l = 1.7 \text{ m}$

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.17	12	147
0.34	51	314
0.51	120	501
0.68	223	708
0.85	362	934
1.02	541	1180
1.19	764	1445
1.36	1034	1730
1.53	1354	2035
1.70	1727	2359



$M_{max} = 1727 \text{ kgm/m}$

Il momento massimo è raggiunto in condizioni statiche. Trascurando il contributo stabilizzante dei carichi verticali (peso proprio e permanenti) è stato calcolato il momento resistente della sezione di base considerando solo l'armatura tesa:

$4\Phi 18$ e $4\Phi 16$ di spezzoni di infittimento (si estendono per una lunghezza di 1.3 m dall'innesco in fondazione).

Sollecitazioni pannello A1-M1

SLU

$$N_{sd} = 51.53 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 154.19 \text{ kNm}$$

La sezione di verifica ha una larghezza pari alla somma delle due nervature

Verifica a flessione -SEZIONE INCASTRO

Calcestruzzo

$$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 291 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 28.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 19.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Acciaio

$$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = 3913 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 165 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{cd} = 82 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctd} = 13.2 \text{ kg/cm}^2$$

Dati sezione

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$h = 51.1 \text{ cm} \quad \text{h. costola all'incastro}$$

$$c = 6.1 \text{ cm} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 45.00 \text{ cm} \quad \text{altezza utile}$$

Dati pannello

$$s_p = 14 \text{ cm} \quad \text{spessore pannello}$$

$$t_1 = 15 \text{ cm} \quad \text{sp. costola in testa}$$

$$\rho_L = 13\% \quad \text{pendenza costola}$$

Armatura tesa disposta $c_{med} = 6.1 \text{ cm}$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
4	18	10.17	5
4	16	8.04	7.5

$$A_{sw} = 18.21 \text{ cm}^2$$

Momento resistente

$$q = 0.3207 \quad \text{percentuale meccanica d'armatura}$$

$$M_{Rd} = 26780 \text{ kg*m}$$

Dimensione pannello

$$B = 2.5 \text{ m} \quad \text{larghezza pannello}$$

$$M_{Sd1} = 15419 \text{ kg*m} \quad \text{momento agente}$$

$$FS = 1.74 \text{ VER SI}$$

Si riporta la verifica del muro nella sezione dove non sono iù efficaci gli spezzoni integrativi.

Verifica a flessione DM08-sezione

$z = 0.30$ m altezza di verifica

Calcestruzzo

$R_{ck} = 350$ kg/cm²
 $f_{ck} = 291$ kg/cm²
 $f_{ctm} = 28.3$ kg/cm²
 $f_{ctk} = 19.8$ kg/cm²
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$

Acciaio

$f_{yk} = 4500$ kg/cm²
 $\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} =$	3913	kg/cm ²
$f_{cd} =$	165	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	82	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	13.2	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w = 30$ cm
 $h = 47.2$ cm h. costola all'incastro
 $c = 5.0$ cm copriferro
 $d = 42.2$ cm altezza utile

Dati pannello

$s_p = 14$ cm spessore pannello
 $t_1 = 15$ cm sp. costola in testa
 $p_L = 0.13$ pendenza costola
 $t_2 = 37.1$ cm sp. costola base

Armatura tesa disposta $C_{med} = 5.0$ cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
4	18	10.17	5
0	0	0.00	7.5

$A_{sw} = 10.17$ cm²

Momento resistente

$q = 0.1910$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 15146$ kg*m

Dimensione pannello

$B = 2.5$ m larghezza pannello

$M_{Sd1} = 10285$ kg*m momento agente **FS = 1.47 VER SI**

La verifica a taglio è riportata al successivo gli di calcolo:

Verifica a taglio DM08

Calcestruzzo

$$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 290.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 20.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Acciaio

$$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$f_{yd} =$	3913	kg/cm ²
$f_{cd} =$	165	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	82	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	13.5	kg/cm ²

Azioni agente

$$V_{Sd} = 18989 \text{ kg}$$

$$N_{Sd} = 0 \text{ kg}$$

$$N_{Sd+} = 0 \text{ kg}$$

$$N_{Sd-} = 0 \text{ kg}$$

Dati sezione

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$h = 51.1 \text{ cm}$$

$$c = 6.1 \text{ cm} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 45.0 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cp} = 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cp(+)} = 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cp(-)} = 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha_c = 1.00$$

$$\alpha_{c(+)} = 1.00$$

$$\alpha_{c(-)} = 1.00$$

Armature disposte

Staffe $\theta = 45^\circ$
 $\alpha = 90^\circ$

nb	ϕ	A_{sw}
4	10	3.14
0	10	0.00

$$A_{sw} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Diag. $\theta = 45^\circ$

nb	ϕ	A_{sw}
0	5	0.00
0	10	0.00

$$A_{sp} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Capacità portante a taglio

$$V_{Rd} = 24879 \text{ kg} \quad \text{verificato}$$

a) Taglio compressione

$$V_{Rcd} = 49998 \text{ kg}$$

$$V_{Rcd(+)} = 49998 \text{ kg}$$

$$V_{Rcd(-)} = 49998 \text{ kg}$$

b) Crisi armatura di parete

$$V_{Rsd} = 24879 \text{ kg}$$

9.4.1.2 Combinazione eccezionale

L'azione dell'urto di un veicolo si traduce in uno stato di sollecitazioni in testa al muro. Il momento d'urto e la relativa azione orizzontale agenti sulla singola barriera sono:

$$M_u = M_{pl, barr} = 35.70 \text{ kN su } 1.5\text{m di interasse}$$

$$V_u = M_{pl}/l = 35.7 \text{ kN}$$

Il cordolo in testa ai muri ha la funzione di ripartire questi carichi. La valutazione di questa ripartizione è stata valutata attraverso un modello di calcolo condotto con il programma "MIDAS GEN 2016 (v2.1)", prodotto da Midas Information Technology Co., Ltd.

E' stato modellato un elemento "beam" che simula il comportamento di un tratto di cordolo di sviluppo 70m.

Il momento e il taglio d'urto sono stati applicati alle estremità dell'elemento, in 3 punti del cordolo per simulare l'impatto sulle 3 barriere coinvolte.

Il cordolo risulta vincolato su delle molle torsionali e flessionali corrispondenti al rigidezza torsionale e flessionale del muro.

Proprietà meccaniche			
J=	775648	cm ⁴	inerzia muro
E=	325881	kg/cm ²	module elastico
h=	350	cm	altezza media muro
Δx=	150	cm	intervallo discretizzazione
L=	250	cm	lunghezza pannello
Rigidezza torsionale muro			
K ^(M) =	7.22E+08	kgcm/rad	su larghezza del muro
K ₁ ^(M) =	4.33E+08	kgcm/rad	sul singolo nodo
Rigidezza flessionale muro			
K ^(F) =	1.77E+04	kg/cm	su larghezza del muro
K ₁ ^(F) =	1.06E+04	kgcm/rad	sul singolo nodo

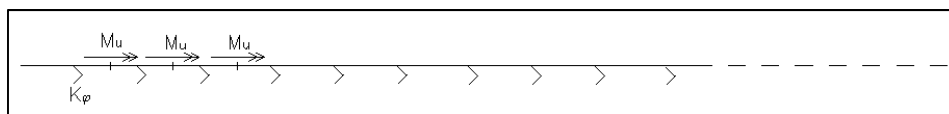


Figura 9 – Schema statico cordolo su molle soggetto alle azioni d'urto

L'andamento del momento torcente lungo lo sviluppo del cordolo è rappresentato nella figura. Come si può notare i massimi valori sono raggiunti in corrispondenza dell'applicazione del carico e poi la sollecitazione tende a smorzarsi fino ad annullarsi procedendo lungo l'elemento. Nella seconda immagine è riportato un particolare del momento dove ci sono i picchi.

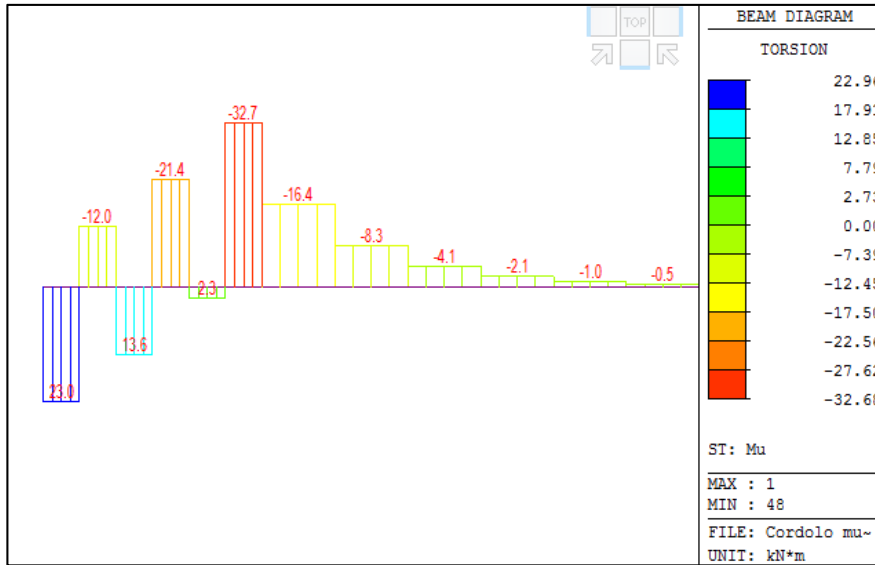
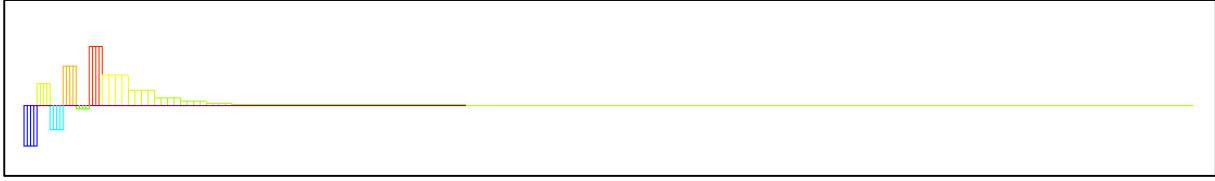


Figura 10 – Andamento momento torcente su cordolo

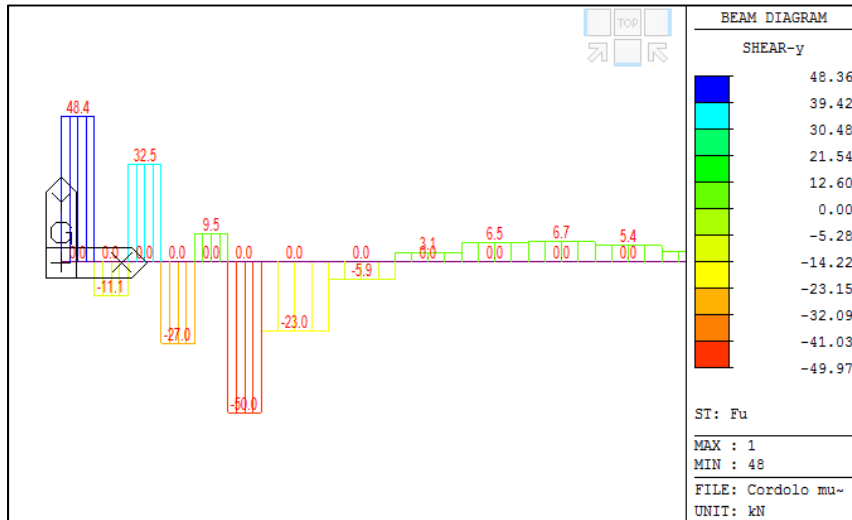


Figura 11 – Andamento taglio orizzontale su cordolo

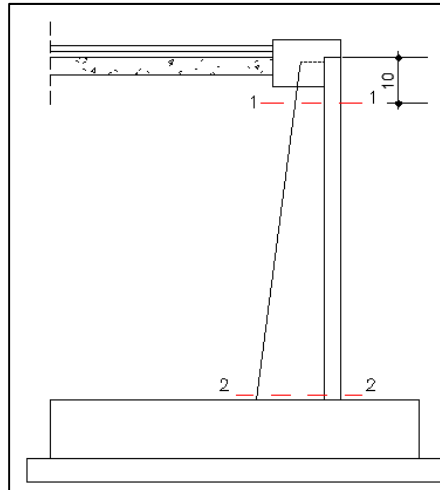


Figura 12 – Sezioni di verifica

Verifica sezione 1-1- testa muro

Le sollecitazioni agenti in testa muro, effettuando una media dei valori riportati nei precedenti diagrammi risulta

$$M_t = 51.85 \text{ kNm}$$

$$V_t = 90 \text{ kN}$$

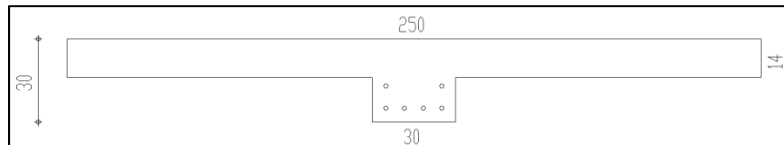


Figura 13 – Armatura muro

Si riporta la verifica flessionale della sezione di testa del muro soggetta al momento M_t .
Le armature tese presenti sono $4\Phi 18 + 2\Phi 16$. E' stato considerato il ramo incrudente dell'acciaio.

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 290.5 (.35%)
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 5400. (1%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: a T

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-125.	30.	1	10.	5.	18.	2.5447
1- 2	125.	30.	2	3.3	5.	18.	2.5447
1- 3	125.	16.	3	-3.3	5.	18.	2.5447

1- 4	15.	16.	4	-10.	5.	18.	2.5447
1- 5	15.	0.	5	10.	13.	16.	2.0106
1- 6	-15.	0.	6	-10.	13.	16.	2.0106
1- 7	-15.	16.					
1- 8	-125.	16.					

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in $y = 21.19$ (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	0.	1652550.	0.	Mz+:1652550./518500.= 3.1872

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$):

Sol.	μ_z	μ_y	λ
1.	-0.00044216444	0.	.01221231472

L'indice di verifica è pari a $\underline{FS = 3.18 > 1}$, la sezione risulta per cui verificata.

Verifica sezione 2-2 – piede muro

Si calcola il contributo della spinta terra, quello del sovraccarico permanente e il sovraccarico variabile.

CALCOLO SPINTA TERRA

Geometria muro

$H_n =$	1.7 m
$s =$	0 m
$H_f =$	0 m
$H_0 =$	1.7 m

Coeff. Spinta

a riposo	0
attiva	1

Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo

$\gamma' =$	2.00 t/m ³	terreno saturo
$\phi' =$	35 °	angolo resistenza al taglio
$c' =$	0 kg/cmq	coesione drenata
$\gamma_w =$	0 t/m ³	peso acqua

Fattori parziali di sicurezza SL

Approccio 1- Da 1		A1+M1+R3	COMB. ECCEZ.
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_c =$	1.0	f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R =$	1.0		
			coeff. Sp. di calcolo
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	$K = 0.2710$
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.0	coeff. spinta
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0	$K_0 = 0.4264$
$\gamma_Q =$	0.0	1.0	$K_a = 0.2710$
$\chi_2 =$		1.0	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo	

Carichi

$q_1 =$	0 kg/mq
$q_2 =$	10576 kg/mq

Fase 1 perm

$p_t =$	0 kg/mq
$p_b =$	921 kg/mq

Fase 2 perm+var

$p_t =$	2866 kg/mq
$p_b =$	3787 kg/mq

Il contributo dell'effetto urto sul muro:

$$M_{du} = M_t + F_t \cdot H$$

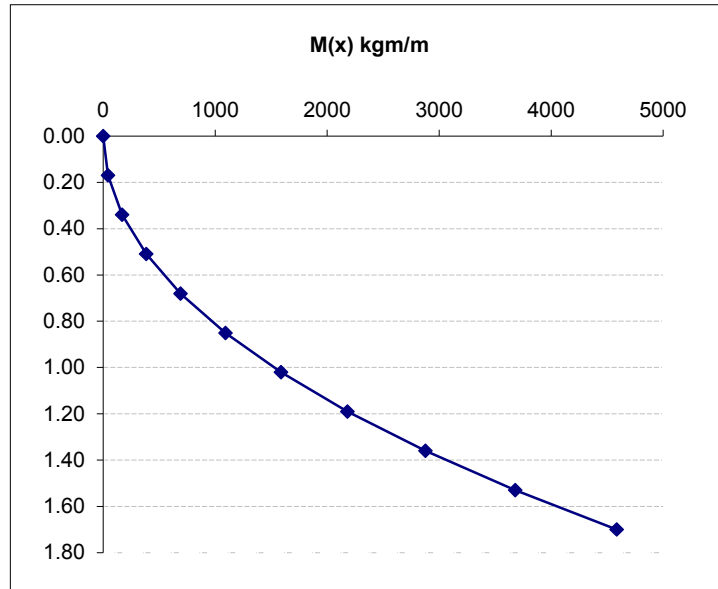
$$V_{du} = 90 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni compressive agenti alla base del muro, sommando i vari contributi sono:

Schema 2 : perm + var

$p_1 =$	2866 kg/mq
$p_2 =$	3787 kg/mq
$p_0 =$	921 kg/mq
$l =$	1.7 m

x	M [kgm/m]	V [kg/m]
0.00	0	0
0.17	42	495
0.34	169	1006
0.51	385	1532
0.68	691	2074
0.85	1091	2632
1.02	1587	3205
1.19	2181	3794
1.36	2878	4399
1.53	3678	5019
1.70	4585	5655



$$L = 2.5 \text{ m}$$

$$M_1 = 11463 \text{ kg m}$$

$$V_1 = 14138 \text{ kg}$$

$$z = 1.70 \text{ m}$$

$$M_{sd,tot} = 31948 \text{ kg m}$$

$$V_{sd,tot} = 23138 \text{ kg}$$

$$N_{sd,tot} = 3964 \text{ kg}$$

E' riportato il tabulato della verifica a flessione. E' stato considerato il ramo incrudente dell'acciaio.

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 290.5 (.35%)
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 5400. (1%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-15.	0.	1	10.	5.	18.	2.5447	
1- 2	-15.	51.	2	3.3	5.	18.	2.5447	

Muri di sostegno SVILUPPO 4– Relazione di calcolo

1- 3	15.	51.	3	-3.3	5.	18.	2.5447
1- 4	15.	0.	4	-10.	5.	18.	2.5447
			5	10.	27.	16.	2.0106
			6	3.3	27.	16.	2.0106
			7	-3.3	27.	16.	2.0106
			8	-10.	27.	16.	2.0106
			9	10.	46.	16.	2.0106
			10	-10.	46.	16.	2.0106
			11	10.	7.3	16.	2.0106
			12	3.3	7.3	16.	2.0106
			13	-3.3	7.4	16.	2.0106
			14	-10.	7.5	16.	2.0106

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in $y= 25.5$ (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)

1 | -3964. | 4181721. | 0. | Mz+:4181721./3194800.= **1.3089**

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\text{eps} = \text{muz} * y + \text{muy} * z + \text{lam}$):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00022742356	0.	.00809790381

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento				
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	8.0979	0.	si	1	6.9608	5047.1	si
1	1- 2	-3.5007	-290.5	no	2	6.9608	5047.1	si
1	1- 3	-3.5007	-290.5	no	3	6.9608	5047.1	si
1	1- 4	8.0979	0.	si	4	6.9608	5047.1	si
1					5	1.9575	3914.9	si
1					6	1.9575	3914.9	si
1					7	1.9575	3914.9	si
1					8	1.9575	3914.9	si
1					9	-2.3636	-4513.2	si
1					10	-2.3636	-4513.2	si
1					11	6.4429	4986.9	si
1					12	6.4279	4985.2	si
1					13	6.4129	4983.4	si
1					14	6.3979	4981.7	si

L'indice di verifica è pari a $\underline{FS = 1.31 > 1}$, la sezione risulta per cui verificata.

E' riportato il tabulato della verifica a taglio.

Verifica a taglio DM08

Calcestruzzo

$$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 290.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 20.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Acciaio

$$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$f_{yd} =$	3913	kg/cm ²
$f_{cd} =$	165	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	82	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	13.5	kg/cm ²

Azioni agente

$$V_{Sd} = 23138 \text{ kg}$$

$$N_{Sd} = 0 \text{ kg}$$

$$N_{Sd+} = 0 \text{ kg}$$

$$N_{Sd-} = 0 \text{ kg}$$

Dati sezione

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$h = 51.1 \text{ cm}$$

$$c = 6.1 \text{ cm} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 45.0 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cp} = 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cp(+)} = 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cp(-)} = 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha_c = 1.00$$

$$\alpha_{c(+)} = 1.00$$

$$\alpha_{c(-)} = 1.00$$

Armature disposte

Staffe $\theta = 45^\circ$
 $\alpha = 90^\circ$

nb	ϕ	A_{sw}
4	10	3.14
0	10	0.00

$$A_{sw} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Diag. $\theta = 45^\circ$

nb	ϕ	A_{sw}
0	5	0.00
0	10	0.00

$$A_{sp} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Capacità portante a taglio

$$V_{Rd} = 24879 \text{ kg} \quad \text{verificato}$$

a) Taglio compressione

$$V_{Rcd} = 49998 \text{ kg}$$

$$V_{Rcd(+)} = 49998 \text{ kg}$$

$$V_{Rcd(-)} = 49998 \text{ kg}$$

b) Crisi armatura di parete

$$V_{Rsd} = 24879 \text{ kg}$$

9.4.2 Verifiche in esercizio

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche:

- 1_ verifica di fessurazione;
- 2_ verifica delle tensioni in esercizio.

9.4.2.1 Verifica fessurazione

Per assicurare la funzionalità della struttura non bisogna superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali e alle sollecitazioni e alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Le combinazioni di carico per la verifica sono la combinazione frequente e quasi permanente in accordo con il DM2008. Si riporta il tabulato di verifica per la combinazione peggiore, ovvero la frequente.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Considerando una condizione ambientale ordinaria e armatura ordinaria (poco sensibile) la normativa indica i valori limiti di apertura della fessura in relazione alle diverse combinazioni di carico:

- $w_3=0.4\text{mm}$ combinazione frequente
- $w_2=0.3\text{mm}$ combinazione quasi permanente.

Nel caso in esame è stata considerata la combinazione più sfavorevole che considera i carichi variabili con il coefficiente χ_1 pari a 0.75 (Tab. 5.1.VI).

Sempre la norma fornisce le indicazioni per ricavare l'ampiezza delle fessure:

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m \quad (4.1.38)$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad (4.1.39)$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Si procede quindi al calcolo dell'apertura delle fessure riportato nel seguito considerando la combinazione più gravosa: quasi permanente.

CALCOLO SPINTA TERRA

Fattori parziali di sicurezza SL

Approccio 1- Da 2		A1+M1+R3	SLE-FREQ
$\gamma_\phi =$	1.00	f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_C =$	1.00	f.s. su coesione	
$\gamma_R =$	1.00		
coeff. Sp. di calcolo $K = 0.2710$			
coeff. spinta $K_0 = 0.4264$			
$K_a = 0.2710$			
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.0	
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0	
$\gamma_Q =$	0.0	0.75	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo	

Carichi

$$q_1 = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 10576 \text{ kg/m}^2$$

Fase 1 perm

$$p_t = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 921 \text{ kg/m}^2$$

Fase 2 perm+var

$$p_t = 2149 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 3071 \text{ kg/m}^2$$

Schema 2 : sollecitazioni SLE-FREQ.

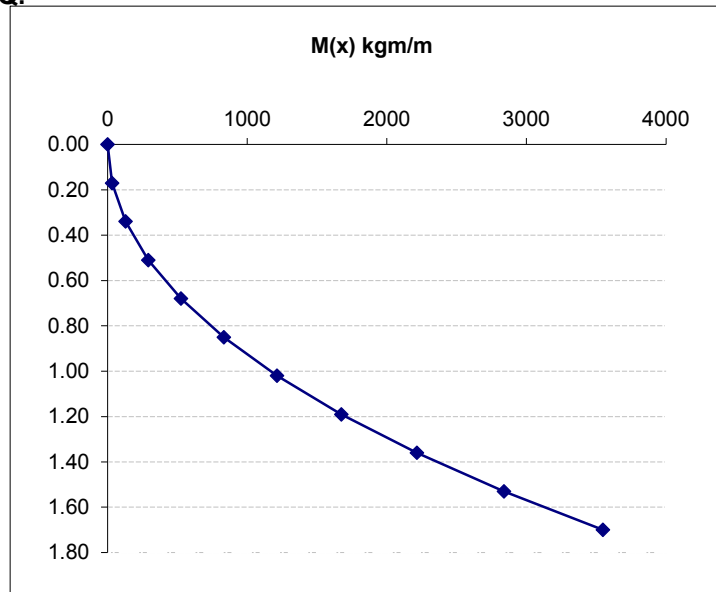
$$p_1 = 2149 \text{ kg/mq}$$

$$p_2 = 3071 \text{ kg/mq}$$

$$p_0 = 921 \text{ kg/mq}$$

$$l = 1.7 \text{ m}$$

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.17	32	373
0.34	128	762
0.51	292	1167
0.68	525	1587
0.85	832	2023
1.02	1214	2474
1.19	1674	2942
1.36	2215	3425
1.53	2839	3923
1.70	3550	4437



$$M_{\max} = \boxed{3550} \text{ kgm/m}$$

La verifica è condotta nella sezione di base:

Verifica sezione in c.a.o.			
M =	887452 kgcm	momento di calcolo	
$\sigma_{\text{sol_sup}} =$	-18.6 kg/cmq	tensione di compressione soletta	
$\sigma_{\text{smax}} =$	1136 kg/cmq	trazione massima ferri	
$\sigma_{\text{smin}} =$	-64 kg/cmq	compressione massima ferri	

Verifica a fessurazione - COMB. FREQUENTE

Sezione base

Calcestruzzo

$$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 290.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 20.2 \text{ kg/cm}^2$$

$f_{ctm} =$	28.3	kg/cm ²
$f_{cfm} =$	34.0	kg/cm ²
$f_{cteff} =$	28.3	kg/cm ²
$E_{cm} =$	325881	kg/cm ²

Acciaio

$$n = 15$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Parametri "k" per calcolo	
$k_t =$	0.6
$k_1 =$	0.8
$k_2 =$	0.5
$k_3 =$	3.4
$k_4 =$	0.425

Azioni agenti

$$M_{Sd} = 887452 \text{ kg*cm}$$

$$\sigma_s = 1136 \text{ kg/cm}^2 \text{ tensione imposta}$$

Dati sezione

$$b_w = 30 \text{ cm} \text{ base trave}$$

$$h = 51.1 \text{ cm} \text{ altezza totale trave}$$

$$c = 6.1 \text{ cm} \text{ copriferro}$$

$$d = 45.0 \text{ cm} \text{ h. utile}$$

$$A_{eff} = 321.06 \text{ cm}^2 \text{ area efficace in trazione}$$

$$x_n = 18.99 \text{ cm} \text{ asse neutro da l.s.}$$

Armatura sezione

Strato	y_i [cm]	n. ferri	ϕ_b [mm]	A_{si}	
1-t	5	4	18	10.18	tesa
2-t	7.5	4	16	8.04	tesa
3-c	32.1	2	16	4.02	comp.
4-c	44.1	12	10	9.42	comp.

$$y_{ao} = 6.10 \text{ cm} \text{ baricentro arm. tesa}$$

$$\phi_{eq} = 17.1 \text{ mm} \text{ diametro equivalente}$$

$$A_{st} = 18.22 \text{ cm}^2 \text{ area ferro tesa}$$

$$\rho_{eff} = 0.0568 \text{ \% area tesa}$$

$$\sigma_s = 1136 \text{ kg/cm}^2$$

Calcolo ampiezza fessure

$$w_{d,LIM} = 0.4 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = 444166 \text{ kg*cm} \text{ momento di prima fessurazione}$$

$$s_{max} = 259 \text{ mm} \text{ distanza fessure}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.000346 \text{ deformazione acciaio tra due fess.}$$

$$w_d = 0.09 \text{ mm} \text{ ampiezza massima fessure}$$

sez. fessurata

Verificato

9.4.2.2 Verifica tensionale combinazione rara

La verifica tensionale è condotta confrontando la tensione del calcestruzzo e dell'acciaio con i limiti della normativa.

4.1.2.2.5 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.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_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%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

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

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

CALCOLO SPINTA TERRA

Fattori parziali di sicurezza SL

Approccio 1- Da 2			A1+M1+R3	SLE-RARA
γ_ϕ	= 1.00	f.s. su $\tan(\phi')$		
γ_C	= 1.00	f.s. su coesione		
γ_R	= 1.00			
			coeff. Sp. di calcolo	
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	$K = 0.2710$	
γ_{G1}	= 1.0	1.0	coeff. spinta	
γ_{G2}	= 0.0	1.0	$K_0 = 0.4264$	
γ_Q	= 0.0	1.00	$K_a = 0.2710$	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo				
ϕ'_d	= 35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo		
c'_d	= 0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo		

Carichi

$$q_1 = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 10576 \text{ kg/m}^2$$

Fase 1 perm

$$p_t = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 921 \text{ kg/m}^2$$

Fase 2 perm+var

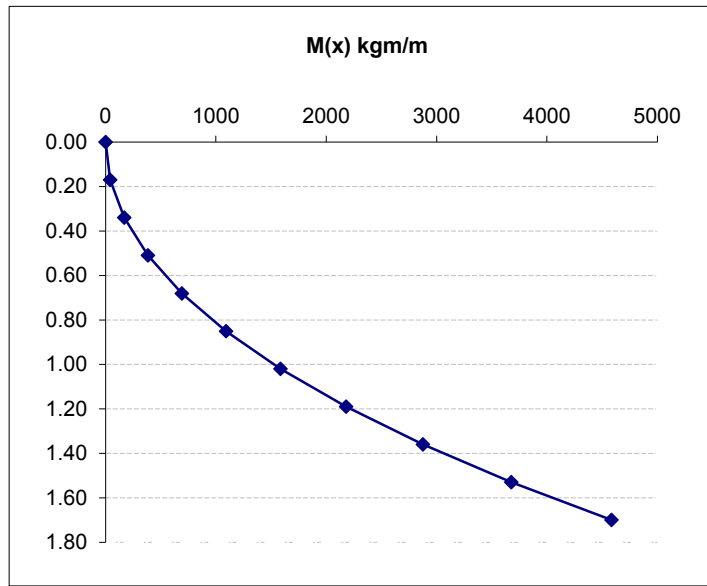
$$p_t = 2866 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 3787 \text{ kg/m}^2$$

Schema 2 : sollecitazioni SLE-RARA

$p_1 = 2866 \text{ kg/mq}$
 $p_2 = 3787 \text{ kg/mq}$
 $p_0 = 921 \text{ kg/mq}$
 $l = 1.7 \text{ m}$

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.17	42	495
0.34	169	1006
0.51	385	1532
0.68	691	2074
0.85	1091	2632
1.02	1587	3205
1.19	2181	3794
1.36	2878	4399
1.53	3678	5019
1.70	4585	5655



$M_{max} = 4585 \text{ kgm/m}$

Sollecitazioni pannello

SLE-RARA

$M_{sd} = 115 \text{ kNm}$

Verifica sezione a T

Dati sezione di figura

$H = 37.1 \text{ cm}$ altezza nervatura
 $b_w = 30 \text{ cm}$ larghezza nervatura
 $B_s = 250 \text{ cm}$ larghezza di calcolo della soletta
 $h_s = 14 \text{ cm}$ altezza totale della soletta
 $E_{cap}/E_{ca} = 1.00$ omogeneizzazione c.a.p. a c.a.o.
 $c = 5 \text{ cm}$ copriferro in soletta
 $n = 15.00$ omogeneizzazione acciaio

Calcestruzzo

$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{ck} = 290.5 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{ctk} = 20.2 \text{ kg/cm}^2$

Armatura lenta

Strato	y_i [cm]	n. ferri	ϕ_b [mm]	A_{si}	
1	5	4	18	10.18	Arm. Tesa
2	6.10	4	16	8.04	
3	15	0	0	0.00	
4	8.5	0	0	0.00	
5	55	0	0	0.00	
6	65	0	0	0.00	
7	19.1	0	0	0.00	
8	32.1	2	16	4.02	Arm.
9	44.1	12	10	9.42	Compr.
10	46.1	0	12	0.00	

$a = 1$
 $y_{ao} = 20.36 \text{ cm}$

$A_p = 31.67 \text{ cm}^2$

S_{pi} [cm ³]
50.89
49.09
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
129.08
415.63
0.00

$S_p = 644.70 \text{ cm}^3$

Dati statici sezione omogeneizzata

$$J_{cn} = 62261 \text{ cm}^4 \quad \text{mom. Inerzia sez. cls}$$

$$J_{sn} = 24769 \text{ cm}^4 \quad \text{mom. Inerzia ferri}$$

$$J_{ci} = 433797 \text{ cm}^4 \quad \text{mom. Inerzia sez. ideale}$$

Verifica sezione in c.a.o.

M = 1146287 kgcm momento di calcolo

$$\sigma_{sol_sup} = -24.0 \text{ kg/cmq} \quad \text{tensione di compressione soletta}$$

$$\sigma_{smax} = 1468 \text{ kg/cmq} \quad \text{trazione massima ferri}$$

$$\sigma_{smin} = -82 \text{ kg/cmq} \quad \text{compressione massima ferri}$$

Strato	y_i [cm]	σ_{si} [kg/cm ²]
1	5	1468
2	6.103789	1424
3	15	0
4	8.5	0
5	55	0
6	65	0
7	19.1	0
8	32.1	393
9	44.1	-82
10	46.1	0

LIMITE stato tensionale

Tensione compressione cls

$$\sigma_{c,lim} = 174 \text{ kg/cmq} \quad 0.6 \cdot f_{ck} \quad \text{Verificato}$$

Tensione trazione acciaio

$$\sigma_{s,lim} = 3600 \text{ kg/cmq} \quad 0.8 \cdot f_{yk} \quad \text{Verificato}$$

9.5 Verifica di resistenza della fondazione

La fondazione del muro è verificata considerandola incastrata all'attacco del muro e soggetta alla seguente distribuzione dei carichi: il peso proprio (g_0), il peso della terra (g_t) e dei sovraccarichi (p e q) saranno diretti verso il basso. La ciabatta però sarà anche soggetta a una spinta p diretta dal basso verso l'alto determinata a partire dalle sollecitazioni di calcolo N_{sd} e M_{sd} .

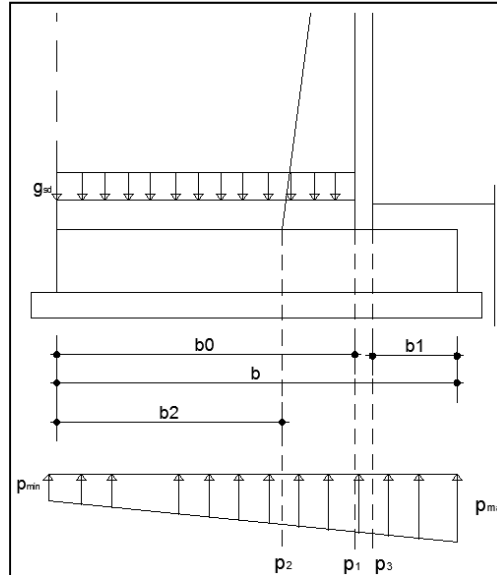


Figura 14 – Azioni sulla fondazione

$$M_{sd} = M_{st} - M_{rib} - \sum W_i \cdot Z_i$$

$$N_{sd} = \sum G$$

Il tratto di fondazione più corto è stato verificato con l'utilizzo delle metodologie illustrate nella circ. 617/2009 delle NTC 2008 Cap.4.1.2.1.5 "Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive dei nodi". La mensola sarà soggetta alla differenza di distribuzione di carico indicato in figura (il peso del pietrame g_p e del peso proprio g_0 diretti verso il basso e la pressione del terreno diretta verso l'alto).

Le verifiche delle mensole tozze viene effettuata facendo riferimento al norma CNR 10025/98, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

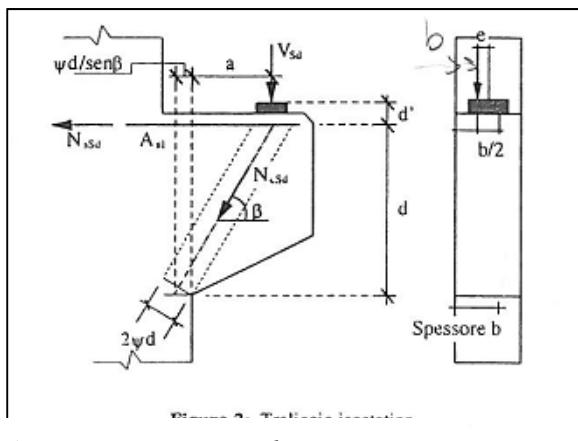


Figura 15 – Meccanismo mensola tozza

$$N_{cSd} = \frac{V_{Sd}}{\text{sen}\beta}$$

$$N_{sSd} = \frac{V_{Sd}}{\text{tg}\beta}$$

$$\text{tg}\beta = \frac{1}{\lambda_v + \psi/\text{sen}\beta} = \frac{\lambda_v - \sqrt{\lambda_v^2 - (\lambda_v^2 - \psi^2) \cdot (1 - \psi^2)}}{(\lambda_v^2 - \psi^2)}$$

$$N_{cRd} = 2 \cdot \psi \cdot \frac{v}{v} \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 2 \cdot k \cdot \psi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$N_{sRd} = A_{sl} \cdot f_{yd}$$

$$\psi \leq 0.176$$

Si riportano in questo paragrafo le verifiche dei due tratti di fondazione dove si innescò il muro.
Le sollecitazioni agenti in condizioni statiche sono indicate nel seguente tabulato.

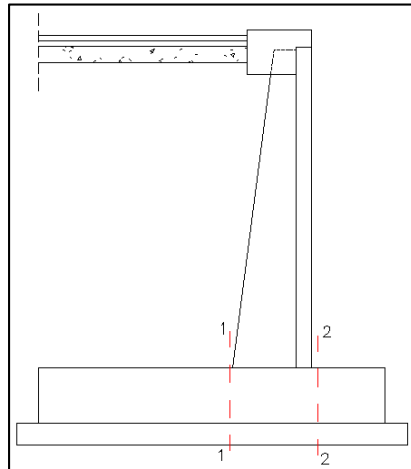


Figura 16 – Sezioni di verifica

AZIONI A1-M1-R3 -STATICA

Carichi su parte a monte diretti verso il basso

$g_0 =$	32.50 kN/m	peso proprio soletta
$g_t =$	110.5 kN/m	peso terreno
$g_p =$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	356.94 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	499.9 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h = 0.5$ m

$g_0 =$	32.5 kN/m	peso proprio soletta
$g_t =$	30.9 kN/m	terreno valle
$g_p =$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$g_{p2} =$	5.5 kN/m	peso profilo redirettivo
$q_{tr} =$	1124.36 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	1193.3 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b = 1.8$ m

$p_{max} =$	603 kN/ml
$p_{min} =$	108 kN/ml
$\Delta p =$	494 kN/ml
$p_1 =$	454 kN/ml
$p_2 =$	352 kN/ml
$p_3 =$	493 kN/ml

AZIONI A1-M1-R3 -SISMICA

Carichi su parte a monte diretti verso il basso

$g_0=$	25.00 kN/m	peso proprio soletta
$g_t=$	85.0 kN/m	peso terreno
$g_p=$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr}=$	52.88 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot}=$	162.9 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h=$ 0.5 m

$g_0=$	25.0 kN/m	peso proprio soletta
$g_t=$	23.8 kN/m	terreno valle
$g_p=$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$g_{p2}=$	4.3 kN/m	peso profilo redirettivo
$q_{tr}=$	166.6 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot}=$	48.8 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b=$ 1.8 m

$p_{max}=$	757 kN/ml
$p_{min}=$	0 kN/ml
$\Delta p=$	757 kN/ml
$p_1=$	530 kN/ml
$p_2=$	374 kN/ml
$p_3=$	589 kN/ml

L'armatura presente in fondazione è:

5 Φ 14 superiori $A_s=7.7$ cm²

5 Φ 14 inferiori

Verifica a flessione SEZIONE 1-1

Combin. Statica

$L_{sb} = 0.89$ m luce sbalzo mensola
 $g_{sd,tot} = 499.9$ kN/m costante
 $p_2 = 352$ kN/m su incastro
 $p_{min} = 108$ kN/m
 $M_{sd1} = 122.57$ kNm su 250 di lungh.
 1225680 kg cm
 490272 kg cm/ml

Calcolo momento su incastro mensola di monte

$M_g = 197.56$ kN*m
 $M_p = -74.99$ kN*m
 $M_{sd1} = 122.57$ kN*m

Calcestruzzo

$R_{ck} = 350$ kg/cm²
 $f_{ck} = 291$ kg/cm²
 $f_{ctm} = 28.3$ kg/cm²
 $f_{ctk} = 19.8$ kg/cm²
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$

Acciaio

$f_{yk} = 4500$ kg/cm²
 $\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} = 3913$	kg/cm ²
$f_{cd} = 165$	kg/cm ²
$f'_{cd} = 82$	kg/cm ²
$f_{ctd} = 13.2$	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w = 100$ cm
 $h = 40$ cm
 $c = 5$ cm copriferro
 $d = 35$ cm altezza utile

Armatura tesa disposta

$C_{med} = 5.0$ cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5

$A_{sw} = 7.69$ cm²

Momento resistente

$q = 0.0522$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 1024923$ kg*cm momento resistente

$M_{Rd} = 102.49$ kNm **Verificato** FS= 2.09

Verifica a flessione SEZIONE 1-1

Combin. Sismica

$L_{sb} = 0.89$ m luce sbalzo mensola
 $g_{sd,tot} = 162.9$ kN/m costante
 $p_2 = 374$ kN/m su incastro
 $p_{min} = 0$ kN/m
 $M_{sd1} = 15.12$ kNm su 250 di largh.
 151194 kg cm
 60477.6 kg cm/ml

Calcolo momento su incastro mensola di monte

$M_g = 64.36$ kN*m
 $M_p = -49.24$ kN*m
 $M_{sd1} = 15.12$ kN*m

Calcestruzzo

$R_{ck} = 350$ kg/cm²
 $f_{ck} = 291$ kg/cm²
 $f_{ctm} = 28.3$ kg/cm²
 $f_{ctk} = 19.8$ kg/cm²
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 1$

Acciaio

$f_{yk} = 4500$ kg/cm²
 $\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} =$	3913	kg/cm ²
$f_{cd} =$	194	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	97	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	13.2	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w = 100$ cm
 $h = 40$ cm
 $c = 5$ cm copriferro
 $d = 35$ cm altezza utile

Armatura tesa disposta

$C_{med} = 5.0$ cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5

$A_{sw} = 7.69$ cm²

Momento resistente

$q = 0.0444$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 1029162$ kg*cm momento resistente

$M_{Rd} = 102.92$ kNm **Verificato** FS= 17.02

Verifica a flessione SEZIONE 2-2

VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98

Combin. Statica

SOLLECITAZIONI DI CARICO

$b_1 = 0.4 \text{ m}$

$g_{sd, tot} =$	1193.3 kN/m	costante
$p_3 =$	493 kN/m	su incastro
$p_{max} =$	603 kN/m	
$F_{sd} =$	258 kN	diretta verso il basso
	-103291 N/m	al metro di larghezza
$H_{sd} =$	0 N	

GEOMETRIA DELLA MENSOLA

$l =$	400 [mm]	aggetto della mensola
$a =$	200 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro
$h =$	400 [mm]	altezza della mensola
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola
$d' =$	50 [mm]	copriferro
$d =$	350 [mm]	altezza utile

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS

$R_{ck} =$	35 [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	29.05 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
$\gamma =$	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
$f_{cd} =$	16.46 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione

ACCIAIO

$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	
$f_{yd} =$	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio
$v =$	0.555 (deve essere ≥ 0.5)	
$v =$	0.55	
$k =$	0.73671	
$V_{sd} =$	-0.018	
$\lambda.v =$	0.571	snellezza della mensola

$tg\beta = 1.8002$ (con β =angolazione del puntone compresso)

$\psi_{min} = -0.0139$ (≤ 0.176)

Verificato

Taglio Resistente

$c =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi
$A_v =$	-220 [mm ²]	

getto unico

altro

Armature

$A_{s1} =$	-1.47 [cm ²]
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]
$A_v =$	-2.20 [cm ²]

Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA

$A_t = -1.10$ [cm²]

$A_s = 7.70$ [cm²]

VER

Verifica a flessione SEZIONE 2-2

VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98

Combin. Sismica

SOLLECITAZIONI DI CARICO

$b_1 = 0.4 \text{ m}$

$\bar{g}_{sd,tot} =$	48.8 kN/m	costante
$p_3 =$	589 kN/m	su incastro
$p_{max} =$	757 kN/m	
$F_{sd} =$	-250 kN	diretta verso l'alto
	99857 N/m	al metro di larghezza
$H_{sd} =$	0 N	

GEOMETRIA DELLA MENSOLA

$l =$	400 [mm]	aggetto della mensola
$a =$	200 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro
$h =$	400 [mm]	altezza della mensola
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola
$d' =$	50 [mm]	copriferro
$d =$	350 [mm]	altezza utile

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS

$R_{ck} =$	35 [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	29.05 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
$\gamma =$	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
$f_{cd} =$	16.46 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione

ACCIAIO

$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	
$f_{yd} =$	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio
$v =$	0.555 (deve essere ≥ 0.5)	
$v =$	0.55	
$k =$	0.73671	
$V_{sd} =$	0.017	
$\lambda.v =$	0.571	snellezza della mensola

$\tan\beta = 1.7029$ (con β =angolazione del puntone compresso)

$\psi_{min} = 0.01364$ (≤ 0.176)

Verificato

Taglio Resistente

$c =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito
$\gamma_n =$	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi
$A_v =$	213 [mm ²]	

getto unico

altro

Armature

$A_{s1} =$	1.50 [cm ²]
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]
$A_v =$	2.13 [cm ²]

Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA

$A_t = 1.50$ [cm²]

$A_s = 7.70$ [cm²]

VER

9.6 Verifica SLE fondazione

Si riportano le verifica a SLE della fondazione:

- Controllo tensioni cond. Caratteristica (rara)
- Controllo fessurazione

Controllo tensioni cond. Caratteristica (rara)

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	350	kg/cm ²
$f_{ck} =$	290.5	kg/cm ²
$f_{ctk} =$	20.2	kg/cm ²

$f_{ctm} =$	28.3	kg/cm ²
$f_{cfm} =$	34.0	kg/cm ²
$f_{cteff} =$	28.3	kg/cm ²
$E_{cm} =$	325881	kg/cm ²

Acciaio

$n =$	15	
$E_s =$	2100000	kg/cm ²

Parametri "k" per calcolo

$k_t =$	0.6
$k_1 =$	0.8
$k_2 =$	0.5
$k_3 =$	3.4
$k_4 =$	0.425

Azioni agenti

$M_{Sd} =$	905628	kg*cm
$\sigma_s =$		kg/cm ² tensione imposta

Dati sezione

$b_w =$	100	cm	base trave
$h =$	40	cm	altezza totale trave
$c =$	5	cm	copriferro
$d =$	35.0	cm	h. utile
$A_{eff} =$	1069.69	cmq	area efficace in trazione
$x_n =$	7.91	cm	asse neutro da l.s.

Armatura sezione

Strato	y_i [cm]	n. ferri	ϕ_b [mm]	A_{si}	
1-t	5	5	14	7.70	tesa
2-t				0.00	tesa
3-c				0.00	comp.
4-c				0.00	comp.

Verifica sezione in c.a.o.

$M =$	905628	kgcm	momento di calcolo
$\sigma_{cmax} =$	-71	kg/cmq	tensione di compressione cls
$\sigma_{smax} =$	3636	kg/cmq	trazione massima ferri
$\sigma_{smin} =$	0	kg/cmq	compressione massima ferri

Controllo fessurazione

Verifica a fessurazione

Sezione base

Calcestruzzo

$$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 290.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 20.2 \text{ kg/cm}^2$$

$f_{ctm} =$	28.3	kg/cm ²
$f_{cfm} =$	34.0	kg/cm ²
$f_{cteff} =$	28.3	kg/cm ²
$E_{cm} =$	325881	kg/cm ²

Acciaio

$$n = 15$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Parametri "k" per calcolo

$$k_t = 0.6$$

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 0.5$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

Azioni agenti

$$M_{Sd} = 905628 \text{ kg*cm}$$

$$\sigma_s = \text{ } \text{ kg/cm}^2 \text{ tensione imposta}$$

Dati sezione

$$b_w = 100 \text{ cm} \text{ base trave}$$

$$h = 40 \text{ cm} \text{ altezza totale trave}$$

$$c = 5 \text{ cm} \text{ copriferro}$$

$$d = 35.0 \text{ cm} \text{ h. utile}$$

$$A_{eff} = 1069.69 \text{ cm}^2 \text{ area efficace in trazione}$$

$$x_n = 7.91 \text{ cm} \text{ asse neutro da l.s.}$$

Armatura sezione

Strato	y_i [cm]	n. ferri	ϕ_b [mm]	A_{si}	
1-t	5	5	14	7.70	tesa
2-t				0.00	tesa
3-c				0.00	comp.
4-c				0.00	comp.

$$y_{ao} = 5.00 \text{ cm} \text{ baricentro arm. tesa}$$

$$\phi_{eq} = 14.0 \text{ mm} \text{ diametro equivalente}$$

$$A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ area ferro tesa}$$

$$\rho_{eff} = 0.0072 \text{ \% area tesa}$$

$$\sigma_s = 3636 \text{ kg/cm}^2$$

Calcolo ampiezza fessure

$$w_{d,LIM} = 0.4 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = 907198 \text{ kg*cm} \text{ momento di prima fessurazione}$$

$$s_{rmax} = 501 \text{ mm} \text{ distanza fessure}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.000553 \text{ deformazione acciaio tra due fess.}$$

$$w_d = 0.28 \text{ mm} \text{ ampiezza massima fessure}$$

sez. interam.reag.

Verificato

10.Verifiche cordolo testa muro

Il cordolo in testa al muro è stato verificato a flessione orizzontale e a taglio con torsione.

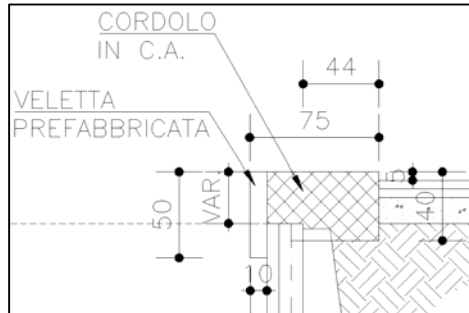


Figura 17 – Sezione Cordolo testa muro

Le sollecitazioni agenti sono

$$M_z = 522690 \text{ kg cm}$$

$$V_y = 4997 \text{ kg} \text{ (§9.4.1.2- Figura 11)}$$

$$M_x = 333200 \text{ kg} \text{ (§9.4.1.2- Figura 10)}$$

essendo gli assi locali dell'elemento riportati nella seguente immagine.

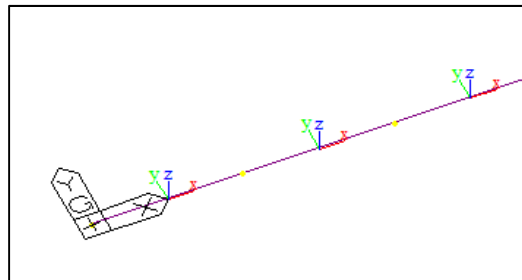


Figura 18 – Assi locale elemento

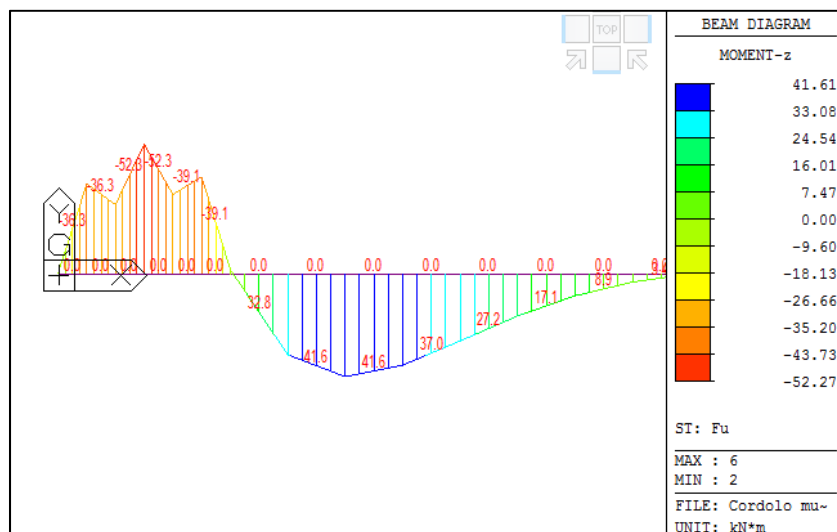


Figura 19 – Andamento momento M_z

Le dimensioni della sezione di verifica sono:

$b=44$ cm

$h=40$ cm

Le armature longitudinali sono

4 Φ 14 inferiori

4 Φ 14 superiori

(2+2) Φ 14 di parete

Si assume che (4+4) Φ 14 (sul lato corto) assorbano la flessione orizzontale. I restanti contribuiscono all'assorbimento del momento torcente.

Verifica a flessione DM08			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	350 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	291 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1
$f_{ctm} =$	28.3 kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	19.8 kg/cm ²	$f_{cd} =$	291 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1	$f'_{cd} =$	145 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	1	$f_{ctd} =$	19.8 kg/cm ²
Dati sezione			
$b_w =$	40 cm		
$h =$	44 cm		
$c =$	5 cm		copriferro
$d =$	39 cm		altezza utile
Armatura tesa disposta		$C_{med} =$	5.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
4	14	6.15	5
0	0	0.00	5
		$A_{sw} =$	6.15 cm ²
Momento resistente			
$q =$	0.0611	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	1045459 kg*cm	momento resistente	
$M_{Rd} =$	104.55 kNm		
$M_{sd,z} =$	52.27 kNm	$F_s =$	2.00 <i>Verificato</i>

Si usano staffe 1 Φ 14/20: una parte assorbirà la torsione e la restante parte il taglio orizzontale. Per quest'ultimo si considera anche il contributo della legatura 1 Φ 10/20.

Nelle verifiche sono riportate le armature minime per il rispetto delle verifiche.

Verifica a torsione DM08					
Calcestruzzo			Acciaio		
$R_{ck} =$	350	kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$f_{ck} =$	290.5	kg/cm ²	$\gamma_s =$	1	
$f_{ctk} =$	20.2	kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²
$\gamma_c =$	1		$f_{cd} =$	291	kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	1		$f'_{cd} =$	145	kg/cm ²
			$f_{ctd} =$	20.2	kg/cm ²
Azioni agente					
$M_{Sd,x} =$	333200	kg*cm =			
	33.32	kN*m			
Dati sezione					
$b =$	44	cm	base		
$h =$	40	cm	altezza		
$d' =$	5	cm	copriferro		
$A_c =$	1760	cmq	area sezione di figura		
$u =$	168	cm	perimetro sez. di figura		
$t_1 =$	10.5	cm	spessore parete sez. anulare		
$t_2 =$	10.0	cm			
$t =$	10.5	cm			
$A =$	990	cmq	area raccolta dalla linea media		
$u_m =$	126	cm	perimetro dalla linea media		
Armature disposte			$\nu =$	0.5	
Staffe		$\theta =$	45 °	Longitudinali	
nb	ϕ	A_{sw}	nb	ϕ	A_{sw}
1	12	1.13	2	14	3.07
0	8	0.00	2	14	3.07
	$A_{sw} =$	1.13	4	$A_{sp} =$	6.14
	$s =$	20		$s_{med} =$	32
	$A_{sw1} =$	5.65			
Capacità portante a torsione			$T_{Rd} =$	43.37	kNm
			$FS =$	1.30	Verificato
a) Compressione bielle					
$T_{Rcd} =$	26781	kg*m =	267.81	kNm	$T_{sd}/T_{Rcd} =$ 0.124
b) Crisi armature					
staffe					
$T_{Rsd} =$	5033	kg*m =	50.33	kNm	
correnti long.					
$T_{Rld} =$	4337	kg*m =	43.37	kNm	

Verifica a taglio DM08					
Calcestruzzo			Acciaio		
$R_{ck} =$	350	kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$f_{ck} =$	290.5	kg/cm ²	$\gamma_s =$	1	
$f_{ctk} =$	20.2	kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²
$\gamma_c =$	1		$f_{cd} =$	291	kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	1		$f'_{cd} =$	145	kg/cm ²
			$f_{ctd} =$	20.2	kg/cm ²
Azioni agente					
$V_{Sd,y} =$	5000	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
Dati sezione					
$b_w =$	40	cm			
$h =$	44	cm			
$c =$	5	cm	copriferro		
$d =$	39	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
Armature disposte					
Staffe	$\theta =$	45 °	Diag.	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	ϕ	A_{sw}	nb	ϕ	A_{sw}
2	5	0.39	0	5	0.00
1	10	0.78	0	10	0.00
	$A_{sw} =$	1.17 cm ²		$A_{sp} =$	0.00 cm ²
	$s =$	20 cm		$s =$	20 cm
Capacità portante a taglio			$V_{Rd} =$	9240	kg
			FS=	1.85	Verificato
a) Taglio compressione					
$V_{Rcd} =$	101966	kg			
$V_{Rcd(+)} =$	101966	kg			
$V_{Rcd(-)} =$	101966	kg			
b) Crisi armatura di parete					
$V_{Rsd} =$	9240	kg			

11. Conclusioni

Il progetto è stato redatto in conformità dell'art.17 della Legge 2.2.74 n°64 e dei decreti ministeriali emanati ai sensi degli artt.1 e 3 della medesima legge, ed in particolare delle nuove “*Norme tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Le analisi condotte confermano che tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente risultano soddisfatte. Le strutture soddisfano, pertanto, i requisiti di sicurezza prescritti dalle vigenti Leggi.

Diagramma scalettato pressioni												
Y (m)	r _{med}	P _h	q _{eq}	p _h	Dati terreno							
m	-	kN/m	kN/mq	kN/mq	ϕ =	35 °						
-10.00	0.003	0.2	0.49	0.13	K _a =	0.271	1					
-9.25	0.003	0.2	0.49	0.13	K ₀ =	0.426	0					
-8.75	0.003	0.2	0.49	0.13	K =	0.271						
-8.75	0.006	0.5	1.06	0.29								
-7.50	0.006	0.5	1.06	0.29								
-6.25	0.006	0.5	1.06	0.29								
-6.25	0.022	1.9	4.19	1.14								
-5.00	0.022	1.9	4.19	1.14								
-3.75	0.022	1.9	4.19	1.14								
-3.75	0.178	15.7	34.16	9.26								
-2.50	0.178	15.7	34.16	9.26								
-1.25	0.178	15.7	34.16	9.26								
-1.25	0.630	55.6	120.75	32.72								
-0.60	0.630	55.6	120.75	32.72								
0.00	0.630	55.6	120.75	32.72								
0.60	0.630	55.6	120.75	32.72								
1.25	0.630	55.6	120.75	32.72								
1.25	0.178	15.7	34.16	9.26								
2.50	0.178	15.7	34.16	9.26								
3.75	0.178	15.7	34.16	9.26								
3.75	0.022	1.9	4.19	1.14								
5.00	0.022	1.9	4.19	1.14								
6.25	0.022	1.9	4.19	1.14								
6.25	0.006	0.5	1.06	0.29								
7.50	0.006	0.5	1.06	0.29								
8.75	0.006	0.5	1.06	0.29								
8.75	0.003	0.2	0.49	0.13								
9.25	0.003	0.2	0.49	0.13								
10.00	0.003	0.2	0.49	0.13								
m	-	kN/m	kN/mq	kN/mq								

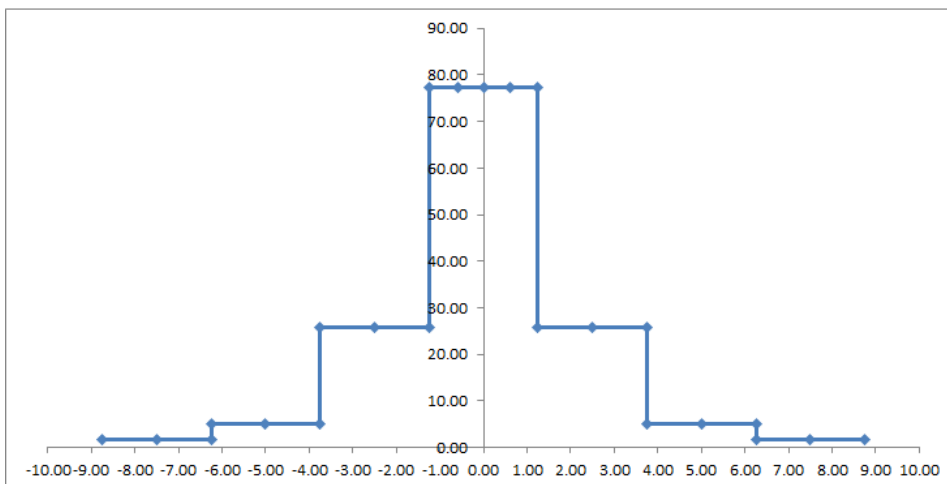
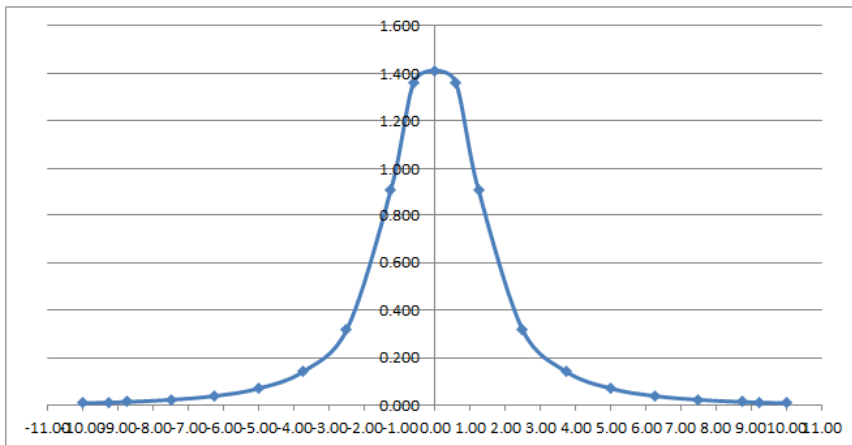
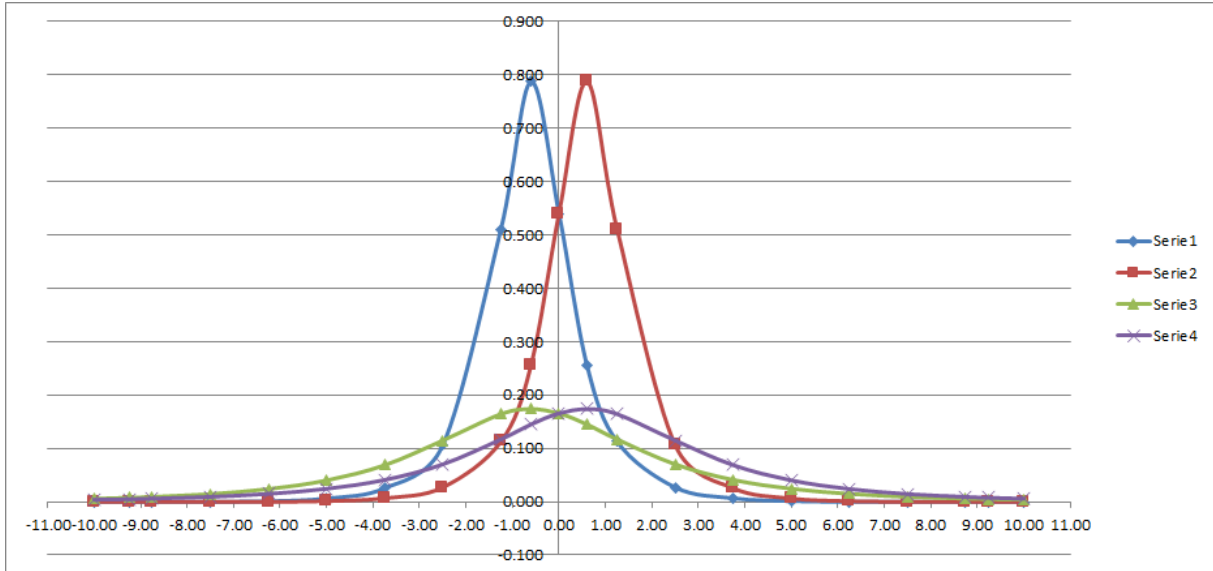
P_h = risultante delle spinte su una verticale di parete

$q_{eq} = P_h / (H * K_a)$ = carico uniforme a tergo parete al mq

$p_h = K_a q_{eq} = P_h / H$ = azione orizzontale derivante dal carico q_{eq} (al mq)

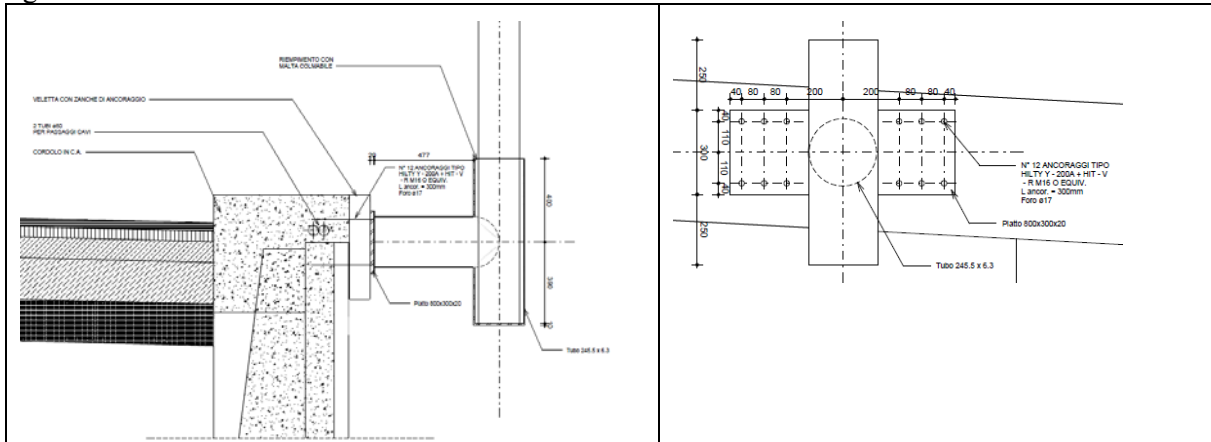
Azioni da assegnare al modello FEM parete			
Y (m)	q_{eq}	p₁	
m	kN/mq	kN/ml	
B =	2.5	m	
-10.00	0.13	33	-8.75
-9.25	0.13	33	
-8.75	0.13	33	
-8.75	0.29	72	-7.50
-7.50	0.29	72	
-6.25	0.29	72	
-6.25	1.14	284	-5.00
-5.00	1.14	284	
-3.75	1.14	284	
-3.75	9.26	2314	-2.50
-2.50	9.26	2314	
-1.25	9.26	2314	
-1.25	32.72	8180	-1.25
-0.60	32.72	8180	
0.00	32.72	8180	0 asse pannello caricato
0.60	32.72	8180	
1.25	32.72	8180	1.25
1.25	9.26	2314	
2.50	9.26	2314	
3.75	9.26	2314	
3.75	1.14	284	
5.00	1.14	284	
6.25	1.14	284	
6.25	0.29	72	
7.50	0.29	72	
8.75	0.29	72	
8.75	0.13	33	
9.25	0.13	33	
10.00	0.13	33	

$p_1 = q_h B =$ azione orizzontale al ml verticale sul pannello (carico per modello FEM)



Allegato 2: Verifica alloggiamento palo illuminazione

I pali di illuminazione sono alloggiati tramite una prolunga realizzata come indicato alla successiva figura:



Il palo ha una altezza $H = 12 \text{ m}$

Il diametro del palo è $D = 188 \text{ mm} \sim 0.20 \text{ m}$

La pressione del vento, dedotta dalla norme in materia è $p' \sim 62 \text{ kg/mq}$

Il carico agente vale quindi $p_{sd} = 1.5 \cdot 62 \cdot 0.2 = 18.6 \text{ kg/m} \sim 20 \text{ kg/m}$

Le azioni all'incastro sono $M_{sd} = 20 \cdot 12^2 / 2 = 1440 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$V_{sd} = 20 \cdot 12 = 240 \text{ kg}$$

L'alloggiamento è realizzato con un tubo 244.5/6 mm $W_{el} = 261.64 \text{ cm}^3$;

Il momento resistente (elastico) vale $M_{el,Rd} = 33.5 / 1.05 \cdot 261.64 = 8347 \text{ kg} \cdot \text{m}$

La sezione è verificata

Il collegamento con le barre post-inserite (d12) è verifica di seguito, con riferimento alle tabelle di portata tipiche:

Trazione nelle barre $N_d = 144000 / 6 / 22 + 240 / 6 = 1130 \text{ kg}$

La tabella di portata è la seguente:

Resistenza di progetto: calcestruzzo non fessurato C 20/25 , ancorante HIT-V 5.8							
Dimensione ancorante			M8	M10	M12	M16	M20
Calcestruzzo non fessurato							
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	12,0	19,3	28,0	39,2	62,2
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8
Calcestruzzo fessurato							
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	6,7	9,4	18,4	27,9	44,3
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8

I tasselli sono verificati.

L'inserto è verificato