0	08/2013		Marcolini	Cacciatori	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

REGIONE LIGURIA PROVINCIA DI GENOVA COMUNE DI GENOVA

PROTOCOLLO D'INTESA PER GLI INTERVENTI STRUTTURALI VOLTI ALLA MITIGAZIONE DELL'EMERGENZA IDRAULICA DEL BACINO DEL TORRENTE BISAGNO, ALLA RIDEFINIZIONE URBANISTICA DEL TRATTO TERMINALE ED ALLA RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DELL'ALVEO E DELLE AREE CIRCOSTANTI

COMUNE DI GENOVA

AREA TECNICA - DIREZIONE MANUTENZIONE INFRASTRUTTURE E VERDE PUBBLICO

Dirigente **Ing. Stefano PINASCO**

PROGETTISTI:

A.T.I.

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
ARTELIA GROUP S.A.

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO **Ing. Stefano PINASCO**

Staff tecnico

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
Ing. A.Scotti - Ing. S. Venturini
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
Ing. A.Galli - Ing. U. Galli
ARTELIA GROUP S.A.
Mr. O. Cazaillet

Intervento/Opera

SCOLMATORE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA
PRIMO LOTTO: REALIZZAZIONE DELLE OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA DEL TORRENTE FEREGGIANO (E RIVI ROVARE E NOCE)

Elaborato
TECHNITAL S.p.A.

Dott. Ing. Simone Venturini

Oggetto della tavola

RELAZIONI DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Galleria di adduzione principale
Opere di sistemazione dell'imbocco di valle
Calcoli preliminari delle strutture

Scala

Data
Agosto 2013

Progetto Definitivo

Tavola N° PD1.RC.02

Codice GULP	Codice Commessa Precedente	Revisione
12383	DSU100	0

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

GALLERIA DI ADDUZIONE PRINCIPALE
OPERE DI SISTEMAZIONE DELL'IMBOCCO DI VALLE
CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

INDICE

1. PREMESSA 6

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 9

3. CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE AGLI STATI LIMITE 10

3.1. Situazioni progettuali 10
3.2. Stato limite ultimo 10
3.2.1. Il caso particolare della progettazione geotecnica: opere di sostegno 12
3.3. Stato limite di esercizio 14
3.3.1. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali 15

4. MATERIALI 16

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 17

6. ANALISI DEI CARICHI 18

6.1. Vita utile di progetto 18
6.2. Carichi permanenti 18
6.3. Carichi variabili dovuti alla marea 18
6.4. Azione sismica 19
6.4.1. Accelerazione sismica di progetto 19
6.4.2. Spinta del terreno in fase sismica 20
6.4.3. Spinta idrodinamica in fase sismica 20

7. FATTORI DI CARICO 21

7.1. Stato limite ultimo: approccio 2 21
7.2. Stato limite idraulico 22
7.3. Stati limite di esercizio 22

8. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI DELLE OPERE DI SOSTEGNO 23

8.1. Manufatto ad U: sezione tipo 3 23
8.1.1. Caratteristiche meccaniche della struttura 23
8.1.2. Risultati delle analisi numeriche 27
8.1.3. Verifiche agli stati limite ultimi 29
8.1.4. Verifiche agli stati limite idraulici 32
8.2. Manufatto ad U: sezione tipo 1 e 2 33
8.2.1. Caratteristiche meccaniche della struttura 33
8.2.2. Risultati delle analisi numeriche 36
8.2.3. Verifiche agli stati limite ultimi 39
8.2.4. Verifiche agli stati limite idraulici 43

9. VERIFICA DELLE STRUTTURE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO DELLE OPERE DI SOSTEGNO 45

9.1. Manufatto ad U: sezione tipo 3 45
9.1.1. Combinazioni di carico rare 45
9.1.2. Combinazioni di carico frequenti 45
9.1.3. Combinazioni di carico quasi permanenti 46
9.2. Manufatto ad U: sezione tipo 1 e 2 47
9.2.1. Combinazioni di carico rare 47
9.2.2. Combinazioni di carico frequenti 48
9.2.3. Combinazioni di carico quasi permanenti 49

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 – Sezione tipo 3 fino a quota fondo tubo -1.00 m s.m.m. 6
Figura 1.2 – Sezione tipo 2 fino a quota fondo tubo -1.95 m s.m.m. 7
Figura 1.3 – Sezione tipo 1 fino a quota fondo tubo -2.83 m s.m.m. 7
Figura 8.1 – Sezione di calcolo manufatto ad u con SAP2000 – sezione tipo 3 24
Figura 8.2 – Sezione di calcolo manufatto ad u – spinta delle terre – sezione tipo 3 25
Figura 8.3 – Sezione di calcolo manufatto ad u – spinta dell'acqua – sezione tipo 3 25
Figura 8.4 – Sezione di calcolo manufatto ad u – spinta delle terre in condizione sismica – sezione tipo 3 26
Figura 8.5 – Sezione di calcolo manufatto ad u – spinta dell'acqua in condizione sismica – sezione tipo 3 26
Figura 8.6 – Inviluppo SLU momenti flettenti – sezione tipo 3 27
Figura 8.7 – Inviluppo SLU tagli – sezione tipo 3 27
Figura 8.8 – Inviluppo SLV momenti flettenti – sezione tipo 3 28
Figura 8.9 – Inviluppo SLV tagli – sezione tipo 3 28
Figura 8.10 – Deformata agli SLE – sezione tipo 3 29
Figura 9.4 – Sezione di calcolo manufatto ad u con SAP2000 – sezione tipo 1 e 2 34
Figura 9.4 – Sezione di calcolo manufatto ad u – spinta delle terre – sezione tipo 1 e 2 34
Figura 9.4 – Sezione di calcolo manufatto ad u – spinta dell'acqua – sezione tipo 1 e 2 35
Figura 9.4 – Sezione di calcolo manufatto ad u – spinta delle terre in condizione sismica – sezione tipo 1 e 2 35
Figura 9.4 – Sezione di calcolo manufatto ad u – spinta dell'acqua in condizione sismica – sezione tipo 1 e 2 36
Figura 9.4 – Inviluppo SLU momenti flettenti – sezione tipo 1 e 2 37
Figura 9.4 – Inviluppo SLU tagli – sezione tipo 1 e 2 37
Figura 9.4 – Inviluppo SLV momenti flettenti – sezione tipo 1 e 2 38
Figura 9.4 – Inviluppo SLV tagli – sezione tipo 1 e 2 38
Figura 9.4 – Deformata agli SLE – sezione tipo 1 e 2 39

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3.1 – Tabella dei coefficienti parziali per le azioni 13
Tabella 3.2 – Tabella dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici 13

1. PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento e la verifica delle strutture previste per la realizzazione dell'ampliamento della sezione idraulica della esistente galleria Fereggiano.
L'intervento consiste nella realizzazione di una U in calcestruzzo in grado di sostenere in fase finale, a scavo realizzato, la spinta delle terre.
Per effettuare tale intervento risulta necessario consolidare il terreno sottostante con colonne jet grouting subverticali, prima di effettuare lo scavo.

In Figura 1.1,Figura 1.2 e Figura 1.3 si riportano le tre sezioni tipo della galleria in assetto finale.

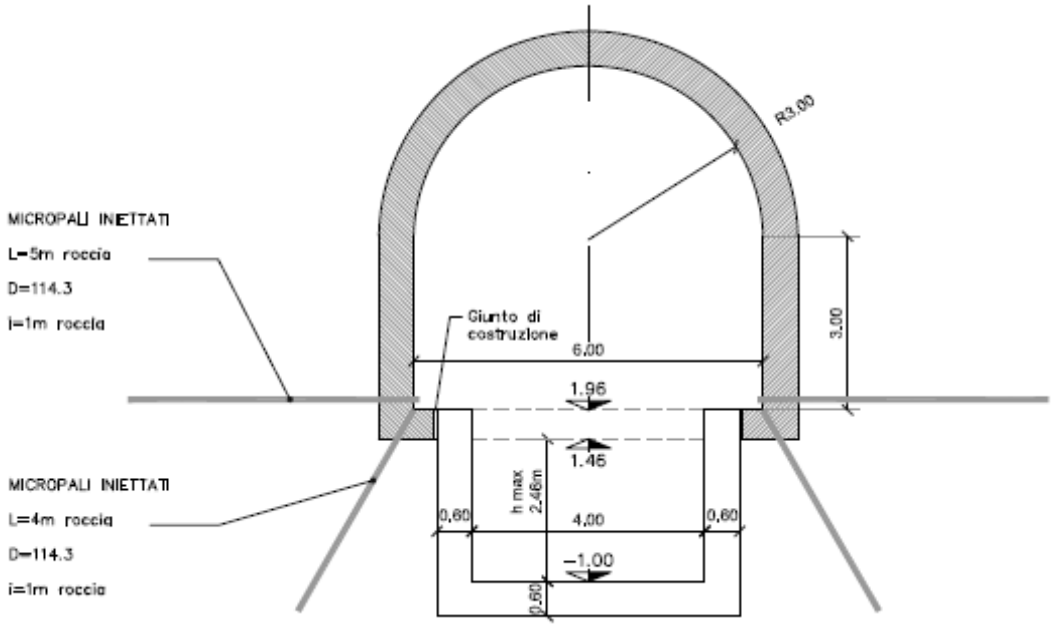


Figura 1.1 – Sezione tipo 3 fino a quota fondo tubo -1.00 m s.m.m.

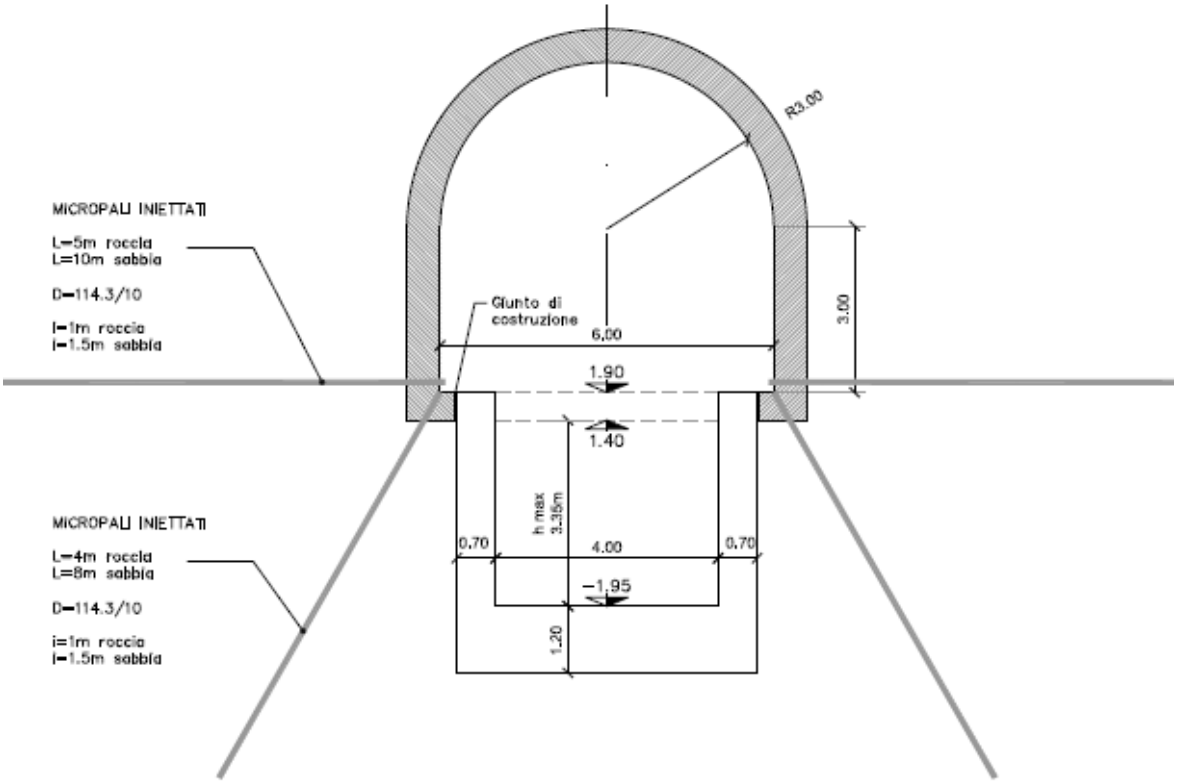


Figura 1.2 – Sezione tipo 2 fino a quota fondo tubo -1.95 m s.m.m.

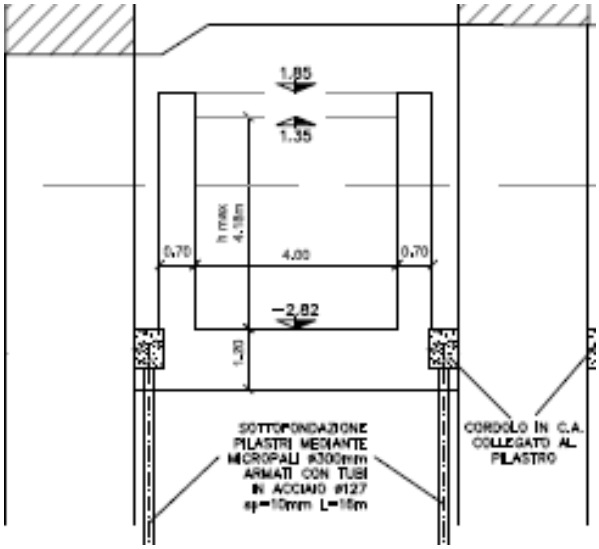


Figura 1.3 – Sezione tipo 1 fino a quota fondo tubo -2.83 m s.m.m.

La struttura ad U risulta giuntata dalla galleria esistente in modo tale che le strutture si comportino indipendentemente.

Le sezioni sono di tre tipologie. La prima, che va dall'inizio dell'intervento fino alla quota fondo tubo -1.0 m s.m.m., ha una fondazione e muri di sostegno laterali di spessore pari a 60 cm. La seconda sezione, che prosegue fino alla quota fondo tubo -2.83 m s.m.m., ha una fondazione di spessore pari a 120 cm e dei muri di sostegno laterali di spessore pari a 70 cm.
La terza sezione, che percorre l'ultimo tratto di circa 17 m, è uguale alla precedente con la differenza che è vincolata lateralmente ai micropali di rinforzo delle pile del viadotto di Corso Italia.
In senso longitudinale la struttura, che misura all'incirca 100, è giuntata ogni 30 m circa mediante giunto di dilatazione dotato di chiave di taglio sia sulla fondazione che sui muri di sostegno.
Il fondo della struttura si abbassa gradualmente dalla quota +2,14 alla quota -2,83 m s.m.m., portando così la sezione a raggiungere una quota massima di circa 4 m di altezza.

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio delle opere precedentemente enunciate.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nei successivi capitoli si fa riferimento alla normativa seguente:

- DM Infrastrutture e trasporti 14/01/08, “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare Min.LL.PP. del 02/02/2009, Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche”, di cui al DM.LL.PP. precedente;
- UNI-EN 1991-1 – Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture;
- UNI-EN 1991-1 – Eurocodice 2 – Progetto di strutture in conglomerato cementizio;
- UNI-EN 1993-1-1 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio;
- UNI-EN 1997-1 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica;
- UNI-EN 1998-5 – Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture;
- Consiglio Superiore lavori Pubblici, 23-09-0994 n. 156 – Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime;

3. CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE AGLI STATI LIMITE

3.1. Situazioni progettuali

Nel seguito verranno individuate le *situazioni di progetto* significative tenendo conto delle circostanze nelle quali si richiede alla struttura di effettuare la sua funzione.

In generale, le situazioni progettuali saranno classificate nella maniera seguente:

- situazioni persistenti, che si riferiscono a condizioni di esercizio normale;
- situazioni transitorie, che si riferiscono a condizioni temporanee applicabili alla struttura, per esempio in fase di esecuzione o di riparazione;
- situazioni eccezionali o accidentali, che si riferiscono a condizioni eccezionali applicabili alla struttura, quali urti, incendi, esplosioni, ecc.;
- situazioni sismiche, che si riferiscono a condizioni applicabili alla struttura quando è soggetta ad eventi sismici.

Le situazioni progettuali che verranno descritte nel seguito, si inquadreranno nelle categorie appena presentate. La situazione progettuale può manifestarsi durante tutta la vita utile della struttura o essere limitata alla durata di una specifica fase di esecuzione o riparazione.

3.2. Stato limite ultimo

Per le strutture in progetto sono stati verificati, secondo i casi, i seguenti stati limite ultimi:

- lo stato limite ultimo EQU: perdita di equilibrio statico della struttura o di qualsiasi parte di essa considerata come rigida;
- lo stato limite ultimo STR: collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali;
- lo stato limite ultimo GEO: collasso o deformazione eccessiva del terreno;
- lo stato limite ultimo UPL: perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuta a forze di sollevamento indotte dalla sottopressione dell'acqua;
- lo stato limite ultimo HYD: sifonamento del terreno indotto da gradienti idraulici.

In generale, quando si è considerato uno stato limite di equilibrio statico (EQU), di sollevamento (UPL) o di sifonamento (HYD) si è verificato che :

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

dove $E_{d,dst}$ è il valore di progetto dell'effetto delle azioni instabilizzanti ed $E_{d,stb}$ è il valore di progetto dell'effetto delle azioni stabilizzanti.

Negli altri casi (STR e GEO), trattandosi di stati limite di rottura o di eccessiva deformazione, si è verificato che:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il citato valore di progetto dell'effetto delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza corrispondente.

Per ogni stato limite ultimo considerato, i valori di progetto delle azioni (o dei loro effetti, secondo quanto precisato nei diversi casi) sono stati determinati combinando il valore rappresentativo delle azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente (la notazione "+" significa "si combina con"):

- <u>situazioni persistenti e transitorie</u> – basate sul valore di progetto delle azioni permanenti e dell'azione variabile dominante e sui valori di combinazione delle altre azioni variabili non dominanti:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- <u>situazioni di progetto eccezionali (o accidentali)</u> – basate sui valori di progetto delle azioni permanenti e dell'azione eccezionale (o accidentale), sul valore frequente o quasi permanente dell'azione variabile dominante (la scelta tra il valore frequente e quasi permanente dell'azione dipende dalla specifica situazione di progetto eccezionale e viene discusso caso per caso) e sui valori quasi permanenti delle altre azioni variabili:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ o } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- situazioni di progetto sismiche – basate sui valori caratteristici delle azioni permanenti, sui i valori quasi permanenti delle azioni variabili e sul valore di progetto dell'azione sismica:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.2.1. Il caso particolare della progettazione geotecnica: opere di sostegno

Sia la nuova normativa nazionale "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/1/2008 che gli Eurocodici dedicano una particolare trattazione al caso delle opere che interagiscono con il terreno. Le considerazioni che seguono sono particolarizzate al caso delle opere di sostegno. Eventuali generalizzazioni verranno discusse caso per caso.

Nel calcolo geotecnico le azioni possono essere azioni vere e proprie applicate alla struttura o azioni indotte dal terreno sulla struttura. La norma richiede la verifica degli stati limite ultimi con più di un approccio progettuale, distinguendo la fattorizzazione nelle due categorie di azioni.

Nei calcoli è stato impiegato il 'single source principle' (EN 1990): il principio afferma che se i valori caratteristici di azioni permanenti derivanti da una comune origine fisica agiscono simultaneamente sia in maniera favorevole che sfavorevole (ad esempio il peso proprio del terreno a monte e a valle dell'opera di sostegno) un solo coefficiente verrà applicato alla somma dei valori di tali azioni o dei loro effetti.

Per il calcolo delle massime sollecitazioni agenti sulle strutture verranno seguiti due diversi approcci progettuali.

Gli approcci progettuali altro non sono che diversificazioni nei valori dei set di coefficienti da usare nelle combinazioni di carico già discusse. In particolare, i coefficienti di amplificazione/abbattimento sono applicati a tre categorie di grandezze: le azioni "A" (o i loro effetti), i parametri meccanici del terreno "M" (che servono a determinare le spinte e quindi indirettamente le azioni geotecniche) e le resistenze "R" (espresse, ad esempio, attraverso forze d'attrito, ecc.).

La verifica allo stato limite ultimo si esprime sempre come confronto fra:

$$E_d \leq R_d$$

dove Ed è il citato valore di progetto dell'effetto delle azioni e Rd è il valore di progetto della resistenza corrispondente, e la combinazione ha sempre l'espressione presentata (situazioni persistenti o transitorie, eccezionali e sismiche) . Le combinazioni sono sempre quelle presentate. I valori dei coefficienti di amplificazione sono quelli illustrati nelle tabelle sotto riportate.

Pertanto i calcoli e le verifiche per l'opera di sostegno definitiva, sono state condotte per la combinazione dell'Approccio 2 per i muri di sostegno:

- set A1+M1+R;

dove R, relativo alle Resistenze dei materiali è da assumere caso per caso in funzione del tipo di verifica.

Nella combinazione (A1+M1) i parametri del terreno sono quelli caratteristici ($\gamma_M = 1$) e le azioni sono amplificate con coefficienti $\gamma_F \neq 1$, mentre nella seconda (A2+M2) i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma_M \neq 1$ e le azioni sono quelle caratteristiche ($\gamma_F = 1$):

Azioni		Simbolo	Set	
			A1	A2
Permanenti strutturali	Sfavorevole	γ_{G1}	1,3	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Permanenti portati	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,3
	Favorevole		0	0

TABELLA 3.1 – TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI

Parametri del terreno	Simbolo	Set	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25(*)
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Coesione non drenata	γ_{Cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso specifico	γ_{γ}	1,0	1,0

(*) applicato alla tgϕ'

TABELLA 3.2 – TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI

Nei calcoli i coefficienti sono stati applicati direttamente ai valori rappresentativi delle azioni (quindi a $\psi \times F_k$), salvo quando così facendo si creino delle situazioni fisicamente incoerenti (ad esempio applicando il coefficiente sull'altezza di falda); in tali casi i coefficienti sono stati applicati agli effetti delle azioni.

Nella combinazione A1+M1, nel caso si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, l'applicazione di valori amplificati delle azioni può dar luogo a plasticizzazioni degli elementi non lineari non realistiche o prive di significato fisico; per questa ragione, quando si usino i citati modelli di calcolo, le azioni permanenti (inclusi i pesi, i livelli di falda, ecc.) e le azioni variabili verranno applicate con il loro valore caratteristico in fase di verifica e tutti gli effetti delle azioni verranno amplificati con i relativi fattori.

3.3. Stato limite di esercizio

Le combinazioni da considerare per le verifiche agli stati limite di esercizio sono definite dalle seguenti espressioni:

Combinazione caratteristica (o rara):

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinazione frequente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinazione quasi permanente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Nelle condizioni di servizio si controllano le ampiezze degli spostamenti delle paratie e delle fessure nel calcestruzzo e, ove significativo, i tassi di lavoro dei materiali.

Si noti che, se per ottenere gli effetti delle azioni della combinazione A1+M1 si effettua una analisi con valori caratteristici delle azioni per poi applicare i coefficienti di amplificazione/abbattimento a tali effetti, i risultati dell'analisi possono essere direttamente impiegati nelle combinazioni per la verifica degli stati limite di esercizio.

3.3.1. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali costituenti gli elementi strutturali oggetto di verifica nelle relazioni di calcolo sono:

Sezioni in cemento armato
- $\gamma_{cls} = 1,50$ coefficiente relativo al calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ coefficiente relativo all'acciaio per cls armato

Sezioni in acciaio da carpenteria (v tab. 4.2.V. NTC 2008)
- Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4: $\gamma_{M0} = 1,05$
- Resistenza all'instabilità delle membrature: $\gamma_{M1} = 1,05$

4. MATERIALI

Nel seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali di cui sono composte le opere oggetto di analisi e verifica nella presente relazione. Per una descrizione maggiormente dettagliata di tali materiali, anche in merito alle loro caratteristiche tecnologiche, di durabilità e agli aspetti realizzativi si rimanda agli elaborati grafici.

Il calcestruzzo dei muri di sostegno e della fondazione che compongono il manufatto ad U è di classe C35/45 (R_{ck} = 45 MPa) (UNI EN 206-1).

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento alla caratterizzazione geologico-geotecnica dell'area (si veda anche la Relazione geomeccanica e geotecnica).

L'opera esistente attraversa sostanzialmente due strati, la cui caratterizzazione è riportata di seguito:

Depositi di spiaggia e materiale di riporto
$\gamma = 19$ kN/m^3
$c = 0$
$\phi = 35°$
E = 40 MPa

Flysch di Monte Antola
$\gamma = 25$ kN/m^3
c = 0,2 MPa
$\phi = 45°$
E = 1000 MPa

Per i parametri geotecnici di cui non si è parlato nel presente capitolo sono stati considerati validi e quindi applicati i valori riportati nella Relazione geomeccanica e geotecnica, e nell'Elaborato *"Profilo geomeccanico in asse galleria Fereggiano"*.

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. Vita utile di progetto

La vita utile di progetto è definita come il "periodo durante il quale si assume che la struttura sarà utilizzata per gli scopi previsti, con manutenzione anticipata, ma senza che risultino necessari sostanziali interventi di riparazione". Nel caso delle opere in questione , trattandosi di una struttura di ingegneria civile di normale importanza, si assume, conformemente alle indicazioni delle NTC 2008, $T_v = 50$ anni.
Il periodo di ritorno delle azioni, così come gli spessori sacrificali relativi alla corrosione a lungo termine, sono commisurati alla vita utile dell'opera in esame.

6.2. Carichi permanenti

I carichi permanenti sulla struttura sono quelli imposti dal peso proprio degli elementi strutturali, del terreno e dell'acqua insistenti sulle opere.
Per il peso proprio del terreno si rimanda al Cap.5; per quanto riguarda acciaio, calcestruzzo e acqua marina, sono stati considerati i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $p = 25{,}0\ kN/m^3$
- calcestruzzo non armato: $p = 24{,}0\ kN/m^3$
- acciaio: $p = 78{,}5\ kN/m^3$
- acqua di mare: $p = 10{,}1\ kN/m^3$

6.3. Carichi variabili dovuti alla marea

Nel progetto il livello dell'acqua è riferito al livello medio mare (l.m.m), il cui riferimento (0,00 m) attualmente si trova 0,00 cm sopra il livello misurato. Nel dimensionamento delle opere in esame si farà riferimento alla seguente tabella:

Periodo di ritorno (anni)	10	50
Livelli di marea positivi (cm)	+20	+100
Livelli di marea negativi (cm)	-20	-100

6.4. Azione sismica

6.4.1. Accelerazione sismica di progetto

L'area di progetto si trova in zona sismica 4 (secondo la precedente divisione in zone) e ad essa corrisponde, per la categoria di opere in analisi (classe d'uso II), un valore di accelerazione orizzontale massimo a_g = 0,068*g, come mostrato nella seguente tabella.

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.023	2.542	0.184
SLD	50	0.030	2.525	0.207
SLV	475	0.068	2.536	0.287
SLC	975	0.088	2.532	0.297

In particolare il coefficiente sismico orizzontale per analisi pseudostatiche k_h è così definito:

$k_h = S^* a_g/r = (S_s * S_t * a_g)/r$

dove:

r = 1;

S_s = coefficiente d'amplificazione stratigrafica (categoria suolo "B") = 1,2;

S_t = coefficiente d'amplificazione topografica (categoria "T1") = 1,0

Si ottiene:

$k_h = S^* a_g/r = (S_s * S_t * a_g)/r = (1.2*1*0.068*g)/g \cong 0.08$

La componente orizzontale dell'accelerazione a_h, da utilizzare nell'analisi, è quindi pari a

$k_h = k_h * g = 0.08*g$

6.4.2. Spinta del terreno in fase sismica

Le modellazioni effettuate nella relazione di calcolo geotecnico sono prevalentemente modellazioni bidimensionali (tipicamente sezioni in stato piano di deformazione). In questi casi, nell'ambito dei metodi quasi statici, si applica a tutta la sezione modellata il campo di k_h di progetto nelle due direzioni (negativa e positiva dell'asse delle ascisse).
La pressione applicata al muro in c.a. in fase definitiva risulta, dalla teoria di Wood, pari a:

$\Delta p = a_g / g * S * \gamma * H_{max} = 0.068 * 1.2 * 19 * 2.8 = 4.35$ kPa (sezione q.ta -1.0 m)
$\Delta p = a_g / g * S * \gamma * H_{max} = 0.068 * 1.2 * 19 * 4 = 6.2$ kPa (sezione q.ta -2.82 m)

6.4.3. Spinta idrodinamica in fase sismica

In presenza di acqua libera sui muri in c.a. è necessario tenere in conto della sovrappressione dell'acqua dovuta all'effetto idrodinamico, avente risultante pari a

$$E_{d,w} = \mp \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

essendo h l'altezza del pelo libero dalla quota di valle del terreno; tale risultante è applicata a 3/5 h dalla quota del pelo libero.

Se l'acqua (libera) è presente sia davanti che dietro la struttura/parete, il contributo dell'acqua a tergo verrà moltiplicato per un coefficiente pari a 0,7.

La pressione idrodinamica applicata al muro in c.a. in fase definitiva risulta pari a:

$\Delta E_w = 7/8 * k_h * \gamma_w * \sqrt{H} * z = 7/8 * 0.08 * 10 * \sqrt{3} * z = 1.1$ kPa (sezione q.ta -1.0 m)
$\Delta E_w = 7/8 * k_h * \gamma_w * \sqrt{H} * z = 7/8 * 0.08 * 10 * \sqrt{3} * z = 2.1$ kPa (sezione q.ta -2.8 m)

7. FATTORI DI CARICO

Riportiamo di seguito i fattori di carico (coefficienti parziali γ ed il prodotto $\psi * \gamma$ tra coefficienti di combinazione ψ ed i coefficienti parziali γ) relativi ai carichi agenti sulle strutture in esame per la verifica agli stati limite.

7.1. Stato limite ultimo: approccio 2

Situazioni persistenti e transitorie

Combinazioni delle azioni per la fase costruttiva e in esercizio in fase provvisionale durante la costruzione:

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,3	γ_G=1,3
2	Aggottamento interno scavo	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,1}$=0,0

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,3	γ_G=1,3
2	Spinta dell'acqua: marea	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,1}$=0,6

Situazioni di progetto sismiche

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine in condizioni sismiche (sisma con tempo di ritorno 475 anni):

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLV	
	Azione	Tipo		
1	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Spinta dell'acqua: marea	Variabile	$\psi_{2,1}$=0,0	$\psi_{2,2}$=0,0
3	Sisma terreno	Sismico	γ_A=1	γ_A=1
4	Sisma idrodinamica	Sismico	γ_A=1	γ_A=0,7
5	Inerzia struttura	Sismico	γ_A=1	γ_A=1

7.2. Stato limite idraulico

Situazioni persistenti e transitorie

Combinazioni delle azioni per la fase costruttiva e in esercizio in fase provvisionale durante la manutenzione:

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI UPL	
	Azione	Tipo		
1	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Aggottamento interno scavo	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,1}$=0,0
3	Peso proprio	Permanente	γ_G=0,9	γ_G=0,9

7.3. Stati limite di esercizio

Combinazione rara

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLE	
	Azione	Tipo		
1	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Spinta dell'acqua: marea	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,1}$=0,6

Combinazione frequente

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLE	
	Azione	Tipo		
1	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Spinta dell'acqua: marea	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,1}$=0,2

Combinazione quasi permanente

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLE	
	Azione	Tipo		
1	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Spinta dell'acqua: marea	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,1}$=0,0

8. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI DELLE OPERE DI SOSTEGNO

Il dimensionamento e la verifica del manufatto ad U è stato condotto analizzando la struttura in condizioni statiche mediante una modellazione agli elementi finiti bidimensionale in stato piano di deformazione.

Per tale analisi è stato impiegato il programma ad elementi finiti SAP2000.

In tutti i calcoli i parametri di rigidezza e di resistenza, nonché le azioni e le sollecitazioni, si riferiscono a un metro lineare di parete.
Le verifiche terranno conto dell'Approccio 2 di calcolo A1+M1 e faranno riferimento ai risultati più conservativi.

8.1. Manufatto ad U: sezione tipo 3

Il manufatto ad U raggiunge la lunghezza di circa 100 m e per questo è giuntato ogni 30 m tramite giunti di dilatazione.
Il manufatto fino alla quota -1.0 m s.m.m. presenta una fondazione di spessore pari ad 60 cm e due muri di sostegno laterali di spessore circa 60 cm che risultano gettati contro l'intervento di consolidamento del terreno con colonne jet grouting.
Il manufatto ad U è stato dimensionato e verificato, a favore di sicurezza, per assorbire tutte le spinte, statiche e sismiche, delle terre e dell'acqua, trascurando completamente l'effetto benefico dell'intervento retrostante.

8.1.1. Caratteristiche meccaniche della struttura

Muri di sostegno laterali:

- Muro in c.a. sp = 60 cm h_{max} = 2.8 m;
- momento d'inerzia parete J = 1800000 cm^4/m;

Fondazione:

- Fondazione in c.a. sp = 60 cm B_{int} = 4 m, B_{est} = 5.2 m;
- momento d'inerzia parete J = 1800000 cm^4/m;

Nella seguente figura si riporta lo schema della sezione analizzata con il programma agli elementi finiti SAP 2000.

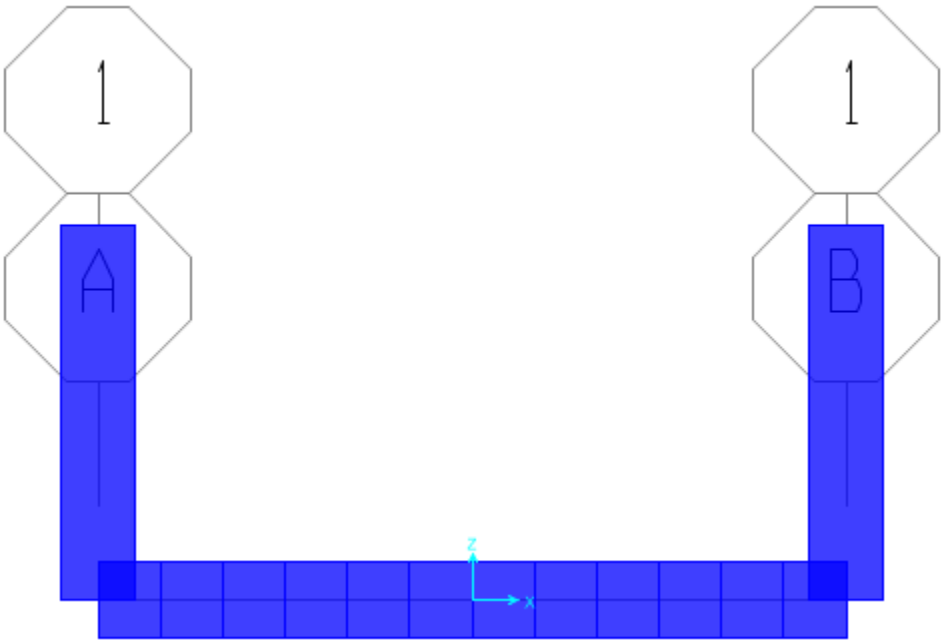


FIGURA 8.1 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U CON SAP2000 – SEZIONE TIPO 3

La disposizione dei carichi agenti sulla struttura è riportata nelle figure seguenti.

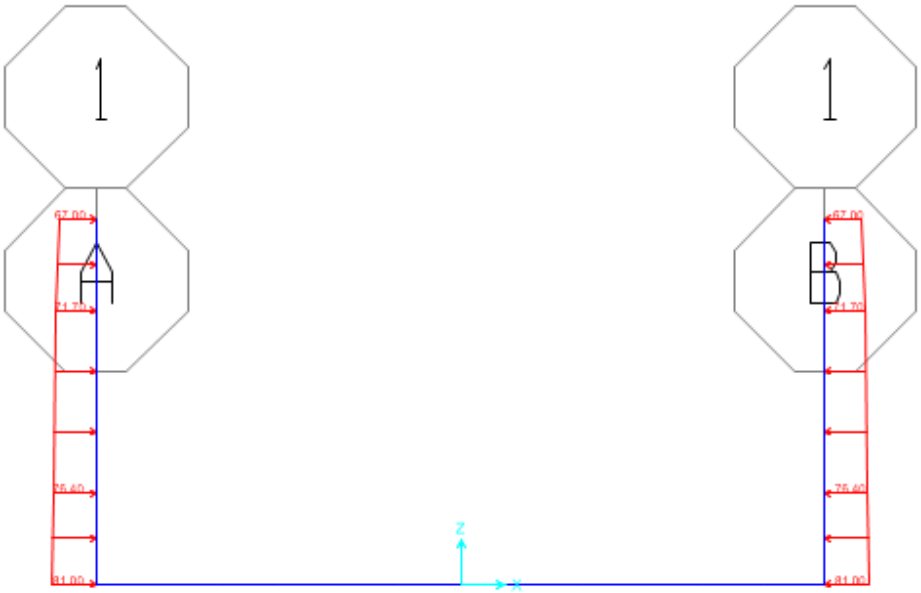


FIGURA 8.2 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U – SPINTA DELLE TERRE – SEZIONE TIPO 3

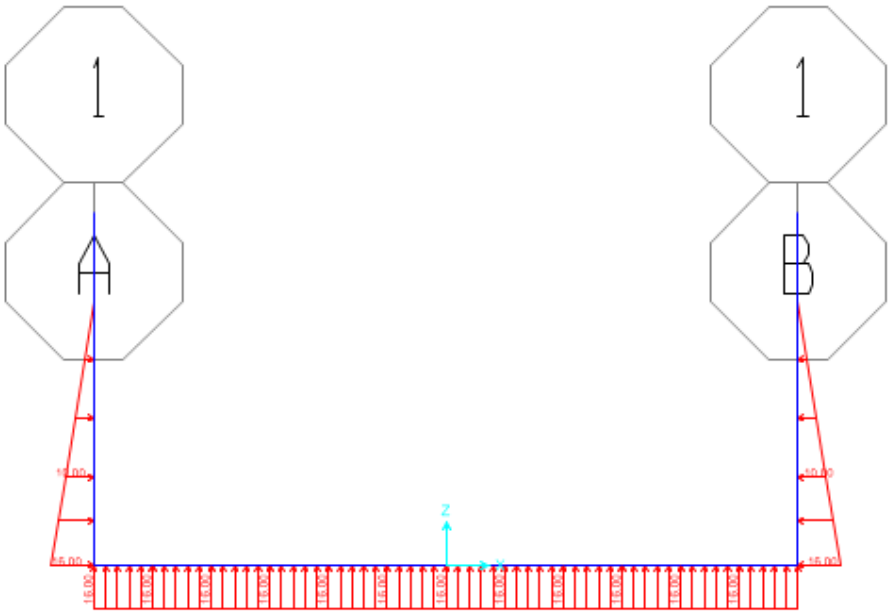


FIGURA 8.3 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U – SPINTA DELL'ACQUA – SEZIONE TIPO 3

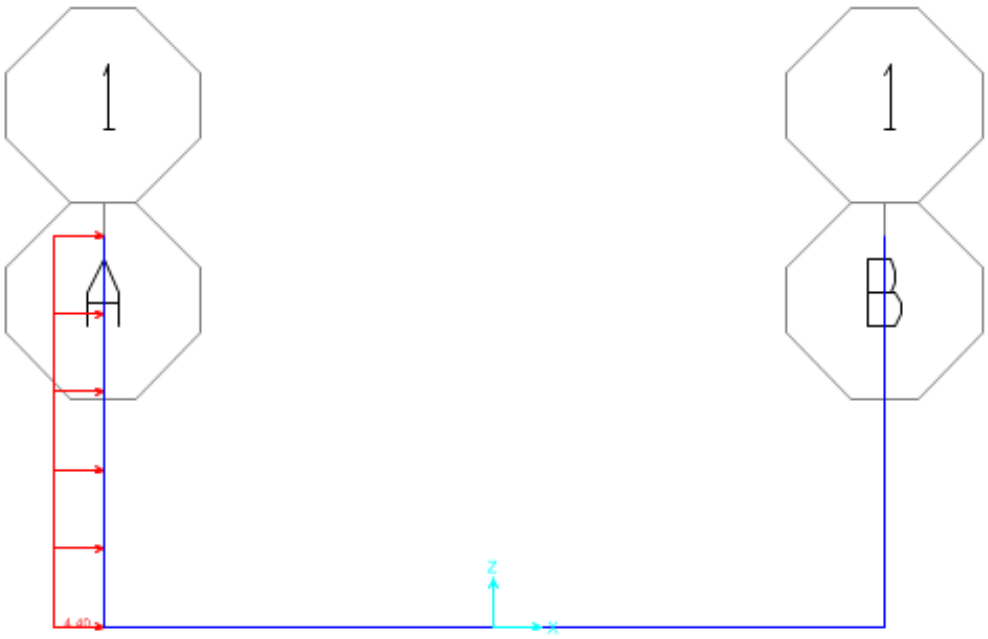


FIGURA 8.4 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U – SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONE SISMICA – SEZIONE TIPO 3

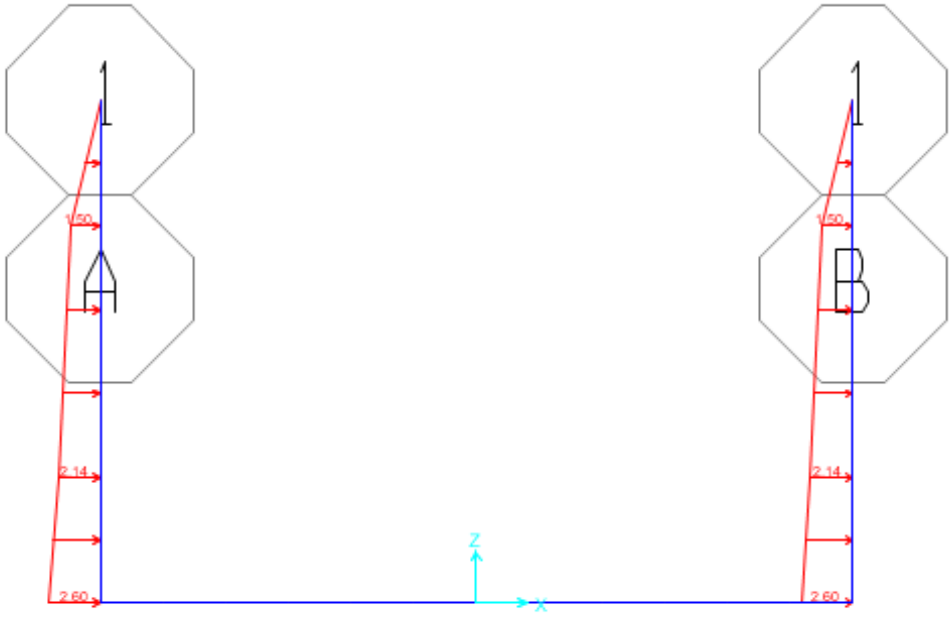


FIGURA 8.5 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U – SPINTA DELL'ACQUA IN CONDIZIONE SISMICA – SEZIONE TIPO 3

8.1.2. Risultati delle analisi numeriche

Nelle figure di seguito riportate sono riassunte le sollecitazioni massime in termini di momento flettente (M_{max}) e taglio (T_{max}).

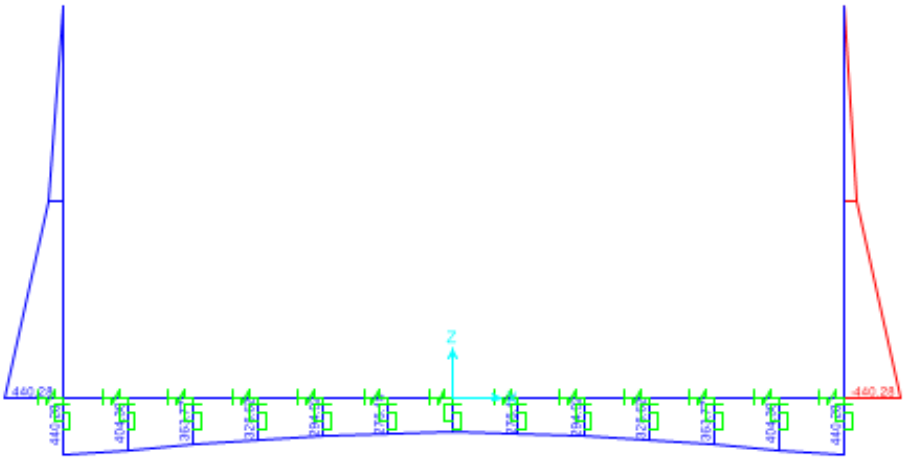


FIGURA 8.6 – INVILUPPO SLU MOMENTI FLETTENTI – SEZIONE TIPO 3

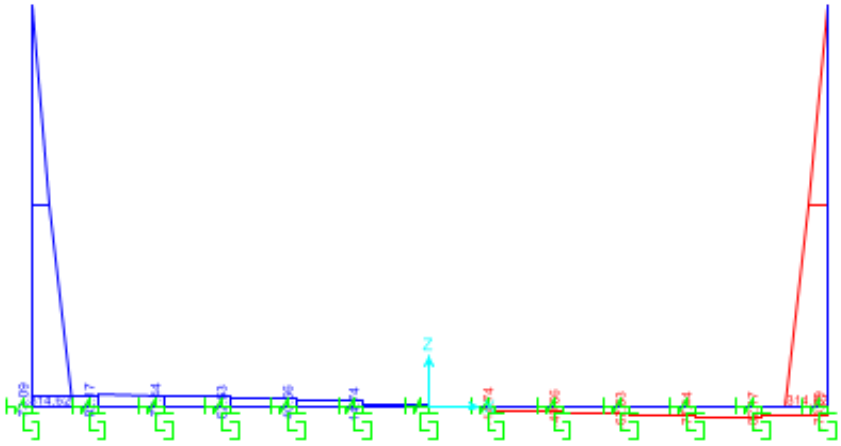


FIGURA 8.7 – INVILUPPO SLU TAGLI – SEZIONE TIPO 3

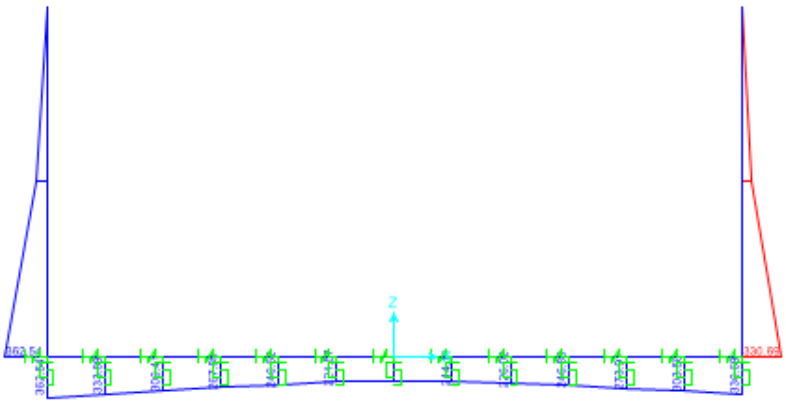


FIGURA 8.8 – INVILUPPO SLV MOMENTI FLETTENTI – SEZIONE TIPO 3

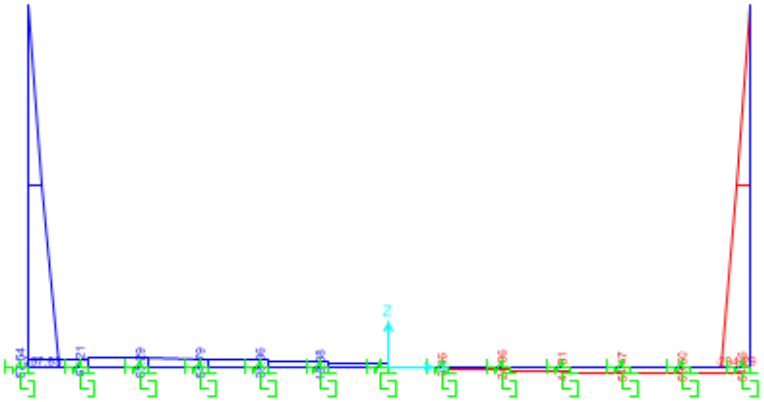


FIGURA 8.9 – INVILUPPO SLV TAGLI – SEZIONE TIPO 3

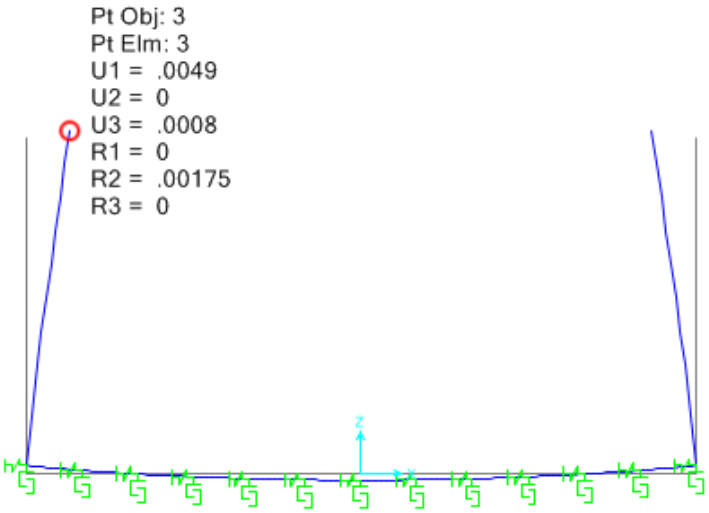


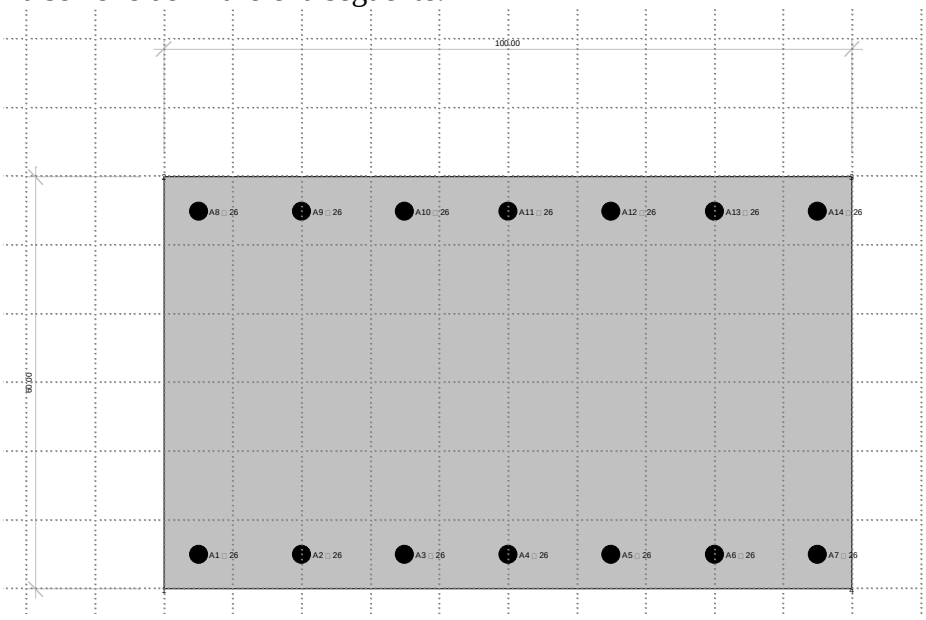
FIGURA 8.10 – DEFORMATA AGLI SLE – SEZIONE TIPO 3

8.1.3. Verifiche agli stati limite ultimi

Approccio progettuale A1-M1-R3

Muri laterali

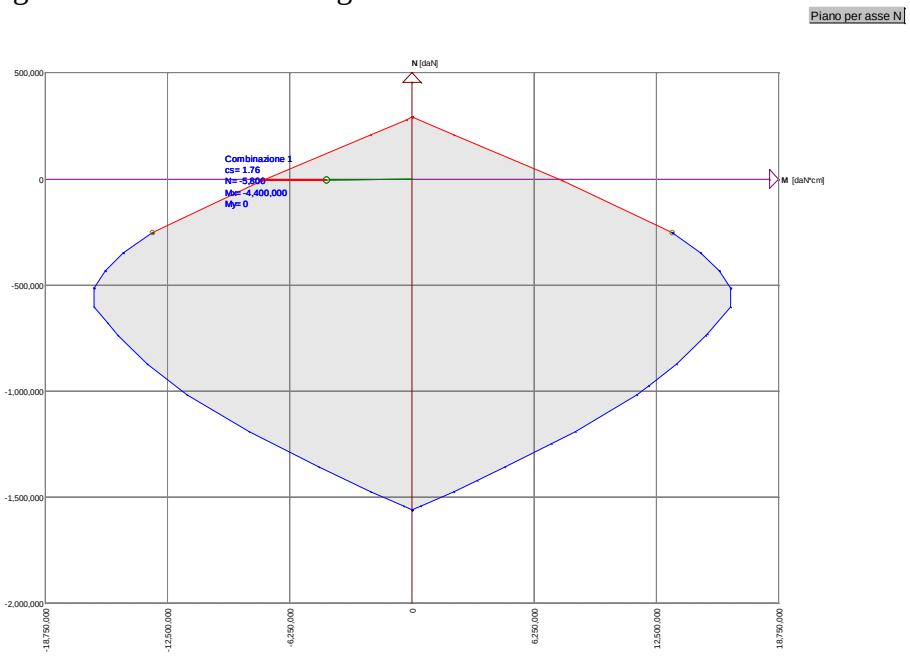
La sezione del muro è la seguente:



Le sollecitazioni di calcolo valgono:

M_{sd} = 440 kNm/m
V_{sd} = 314 kN/m
N_{sd} = -58 kN/m

Il muro risulta armato con ϕ26/15 da entrambi i lati.
Il diagramma M-N risulta il seguente:

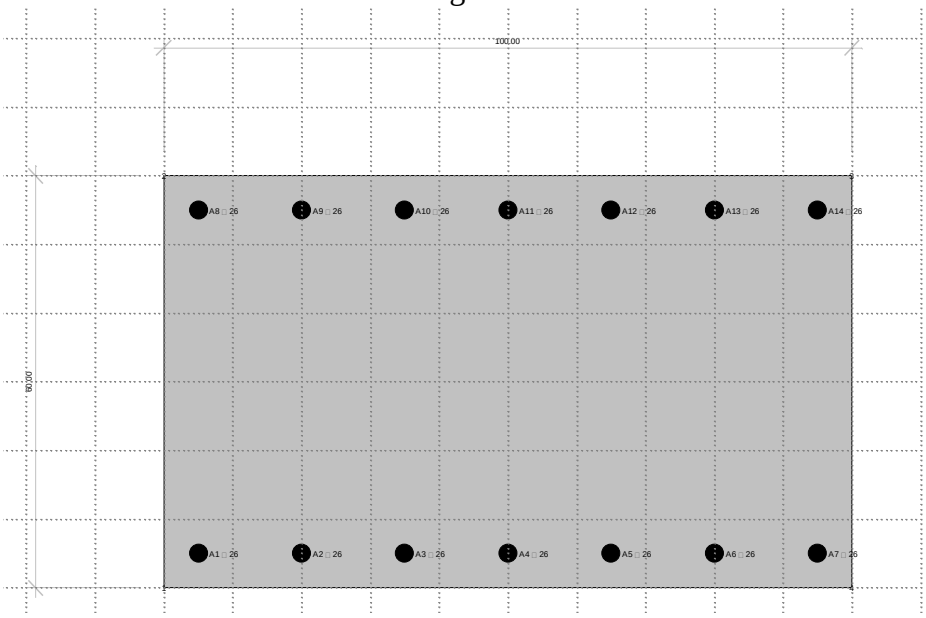


L'armatura a taglio consiste in 5 bracci ϕ8/20 per il primo metro di altezza. La resistenza a taglio vale:
V_{rd} = 320 kN/m > 314 kN/m = V_{sd}

La sezione risulta verificata.

Fondazione

La sezione della fondazione è la seguente:

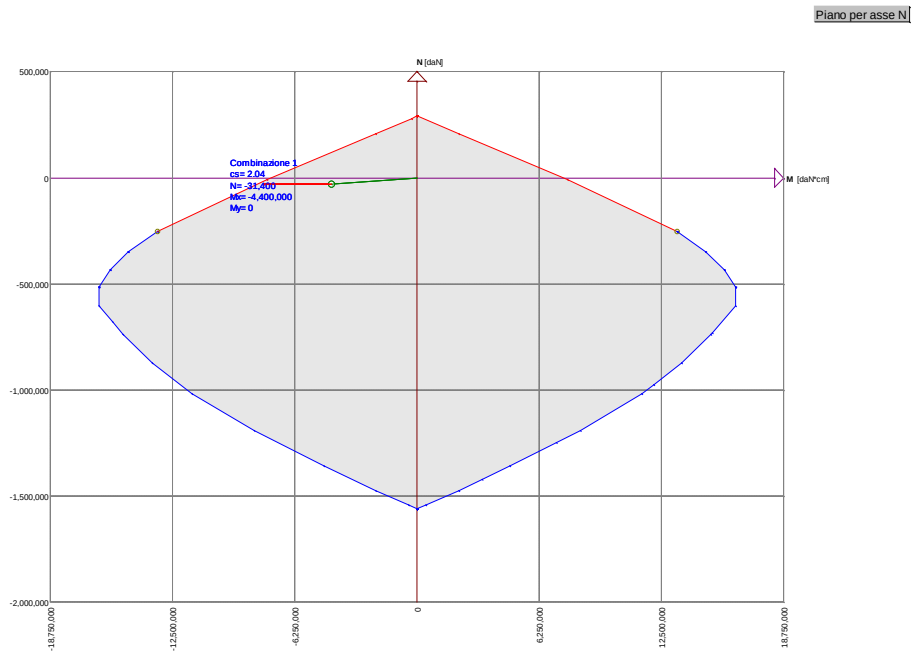


Le sollecitazioni di calcolo valgono:

M_{sd} = 440 kNm/m
V_{sd} = 73 kN/m
N_{sd} = -314 kN/m

La fondazione risulta armata con ϕ26/15 da entrambi i lati.

Il diagramma M-N risulta il seguente:



La resistenza a taglio per la sezione non armata vale:
V_{rd} = 353 kN/m> 73 kN/m = V_{sd}

La sezione risulta verificata.

8.1.4. Verifiche agli stati limite idraulici

Le strutture sono progettate per assorbire tutta la sottospinta dovuta all'acqua nel caso in cui il manufatto ad U sia vuoto internamente.

La sezione più critica risulta quella con quota a fondo tubo pari a -1.00 m s.m.m.
In tale situazione la spinta dell'acqua risulta pari a:

$p_w = (q.ta_{tubo}+sp)*\gamma_w*\gamma_Q = (1.0+0.6)*10.1*1.5 = 24.2$ kPa

Il peso della struttura invece risulta per la combinazione di carico UPL pari a:

$p_s = (p_m+p_f)*\gamma_{cls}*\gamma_G = (2*0.6*2.8*25+5.2*0.6*25)*0.9/5.2 = 28$ kPa
$p_s > p_w$
La sezione è verificata

8.2. Manufatto ad U: sezione tipo 1 e 2

Il manufatto ad U raggiunge la lunghezza di circa 100 m e per questo è giuntato ogni 30 m tramite giunti di dilatazione.
Il manufatto fino alla quota -2.83 m s.m.m. presenta una fondazione di spessore pari ad 1.2 m e due muri di sostegno laterali di spessore circa 70 cm che risultano gettati contro l'intervento di consolidamento del terreno con colonne jet grouting.
Il manufatto ad U è stato dimensionato e verificato, a favore di sicurezza, per assorbire tutte le spinte, statiche e sismiche, delle terre e dell'acqua, trascurando completamente l'effetto benefico dell'intervento retrostante.

8.2.1. Caratteristiche meccaniche della struttura

Muri di sostegno laterali:

- Muro in c.a. sp = 70 cm h_{max} = 4 m;
- momento d'inerzia parete J = 2858333cm^4/m;

Fondazione:

- Fondazione in c.a. sp = 120 cm B_{int} = 4 m, B_{est} = 5.2 m;
- momento d'inerzia parete J = 14400000 cm^4/m;

Nella seguente figura si riporta lo schema della sezione analizzata con il programma agli elementi finiti SAP 2000.

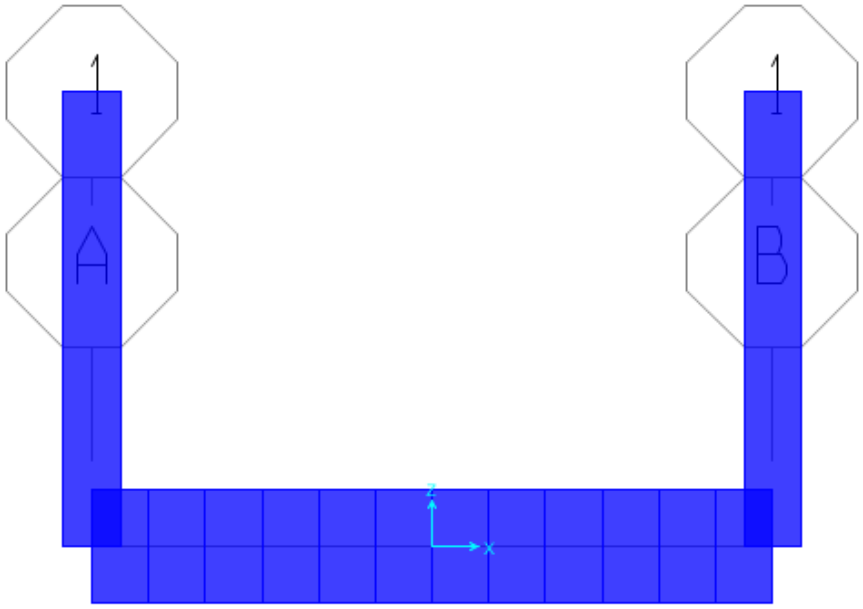


FIGURA 9.11 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U CON SAP2000 – SEZIONE TIPO 1 E 2

La disposizione dei carichi agenti sulla struttura è riportata nelle figure seguenti.

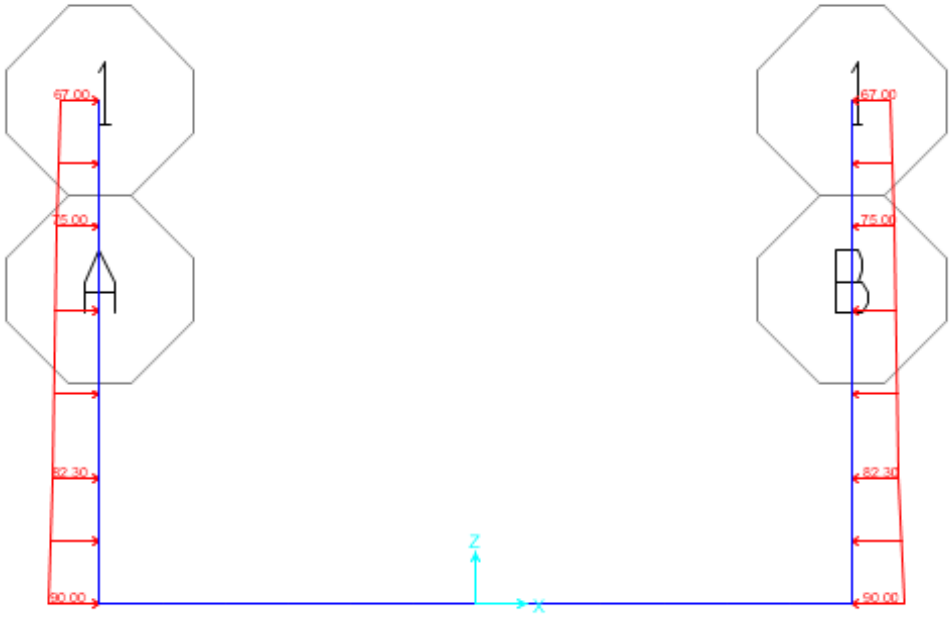


FIGURA 9.12 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U – SPINTA DELLE TERRE – SEZIONE TIPO 1 E 2

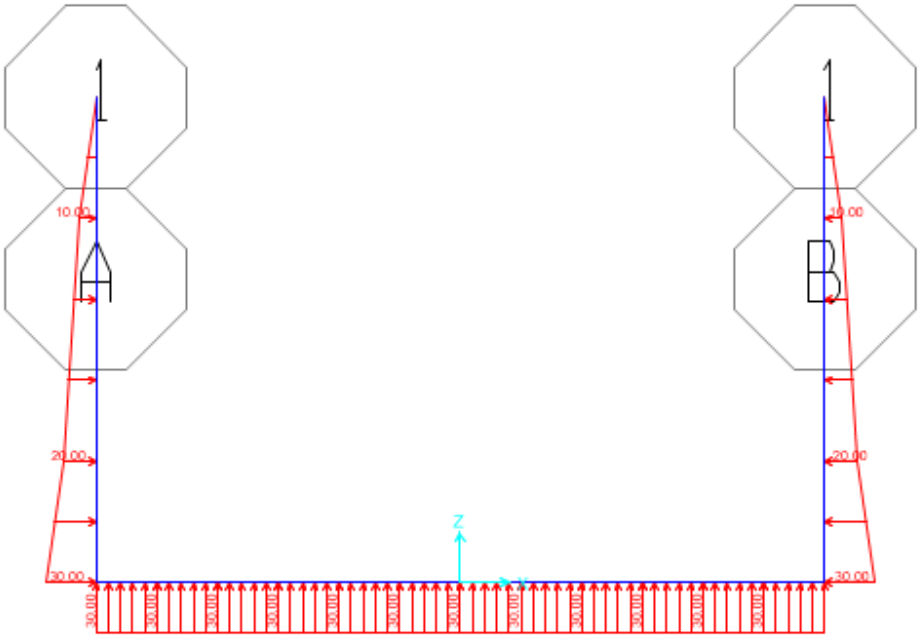


FIGURA 9.13 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U – SPINTA DELL'ACQUA – SEZIONE TIPO 1 E 2

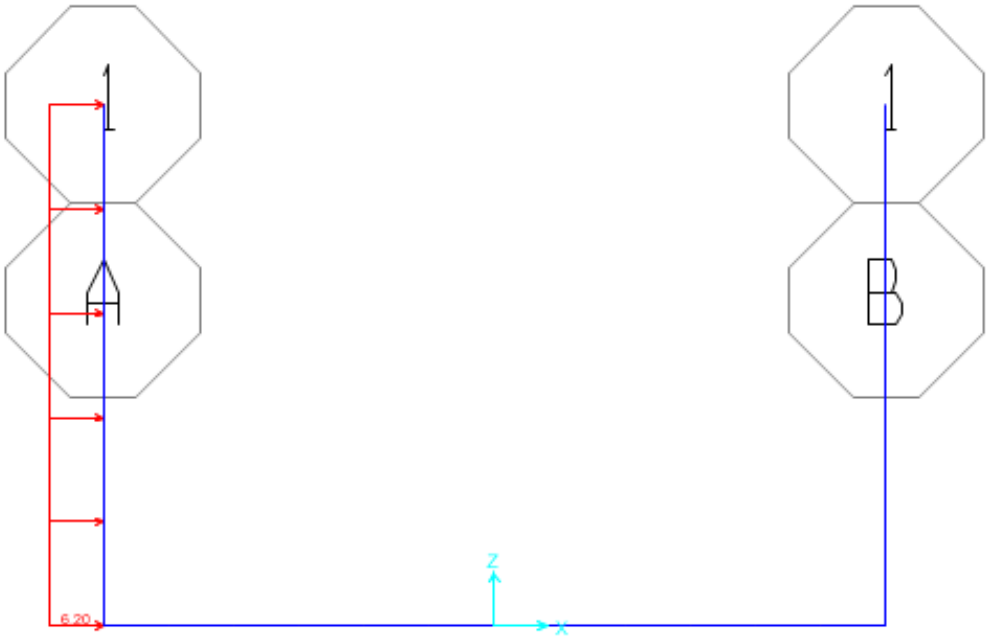


FIGURA 9.14 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U – SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONE SISMICA – SEZIONE TIPO 1 E 2

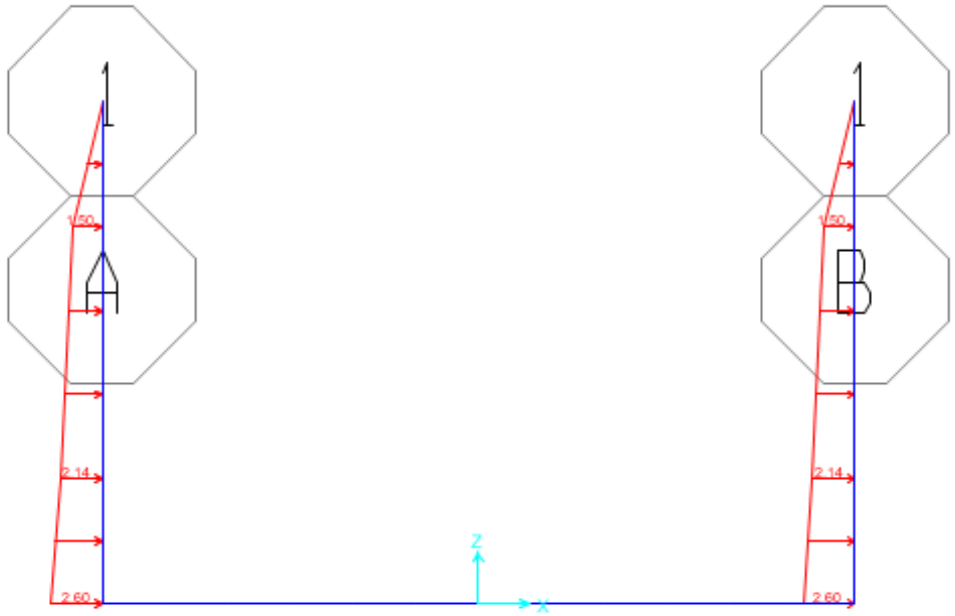


FIGURA 9.15 – SEZIONE DI CALCOLO MANUFATTO AD U – SPINTA DELL'ACQUA IN CONDIZIONE SISMICA – SEZIONE TIPO 1 E 2

8.2.2. Risultati delle analisi numeriche

Nelle figure di seguito riportate sono riassunte le sollecitazioni massime in termini di momento flettente (M_{max}) e taglio (T_{max}).

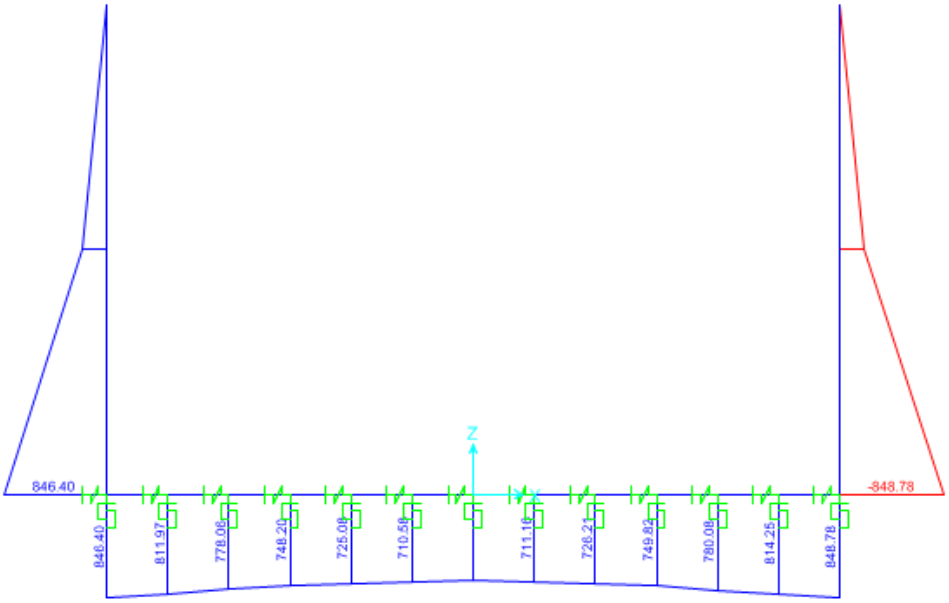


FIGURA 9.16 – INVILUPPO SLU MOMENTI FLETTENTI – SEZIONE TIPO 1 E 2

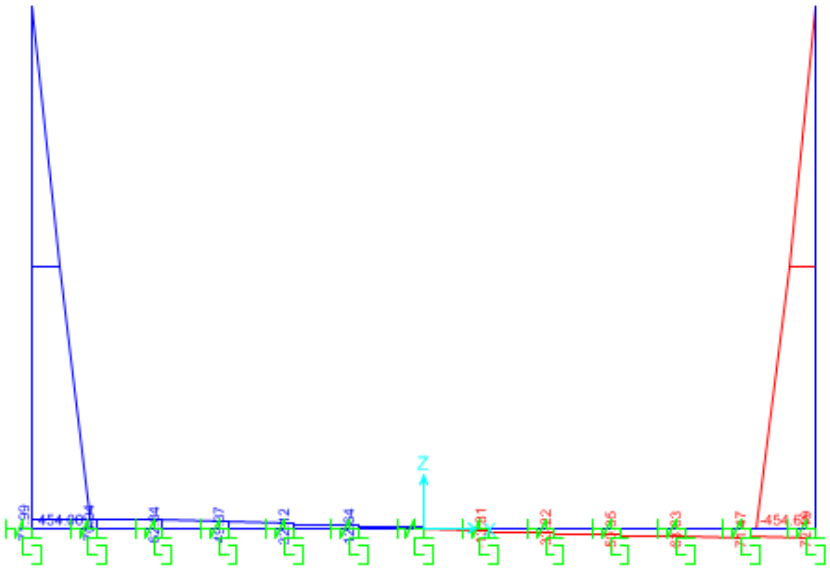


FIGURA 9.17 – INVILUPPO SLU TAGLI – SEZIONE TIPO 1 E 2

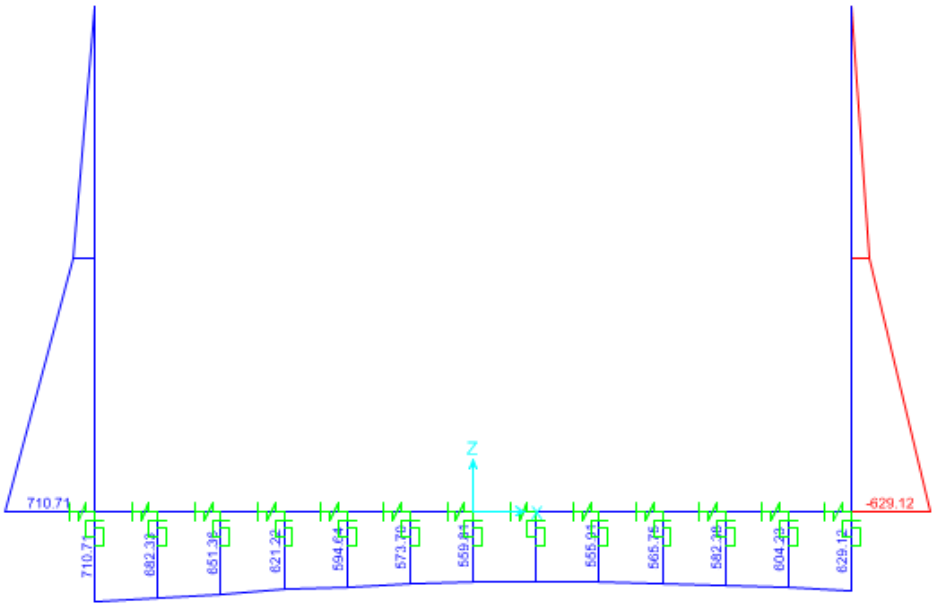


FIGURA 9.18 – INVILUPPO SLV MOMENTI FLETTENTI – SEZIONE TIPO 1 E 2

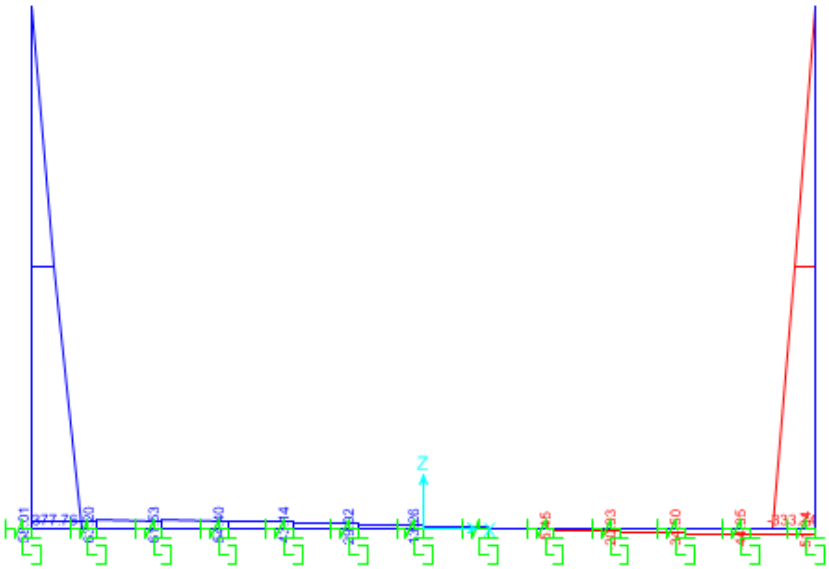


FIGURA 9.19 – INVILUPPO SLV TAGLI – SEZIONE TIPO 1 E 2

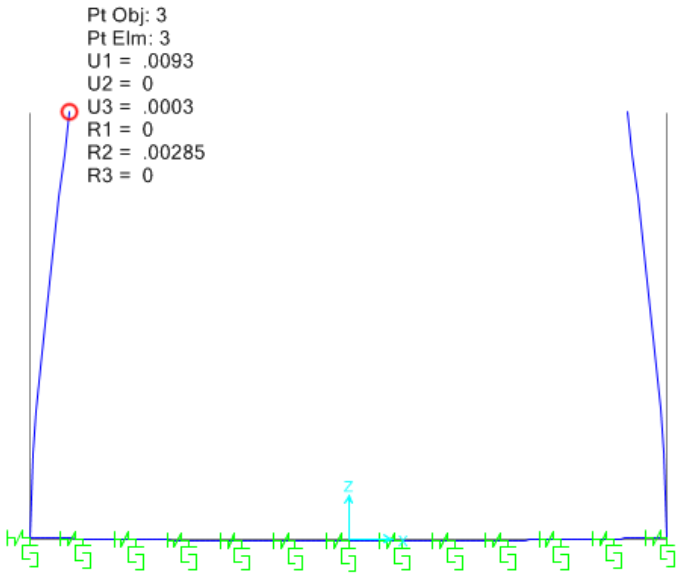


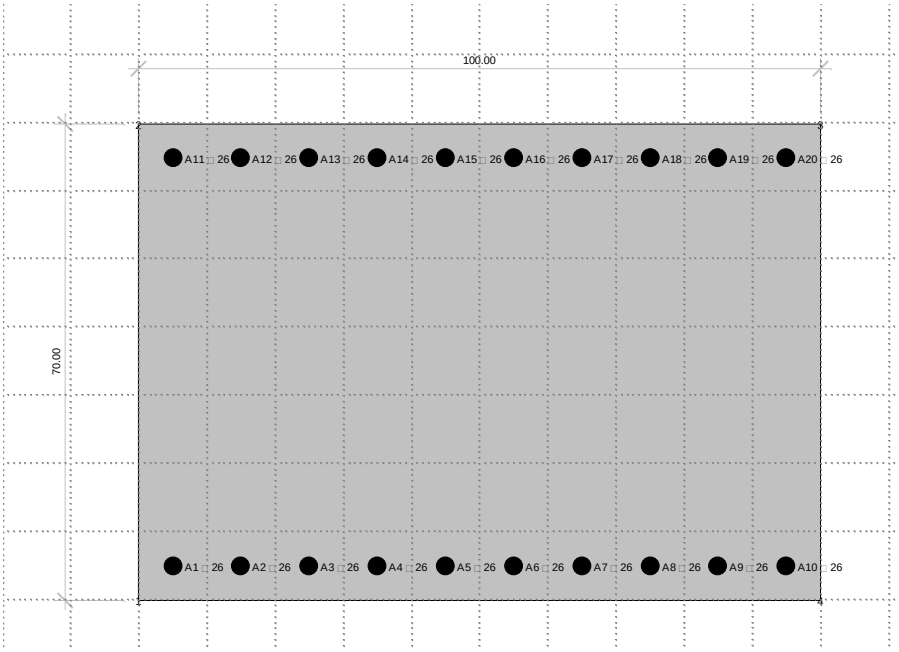
FIGURA 9.20 – DEFORMATA AGLI SLE – SEZIONE TIPO 1 E 2

8.2.3. Verifiche agli stati limite ultimi

Approccio progettuale A1-M1-R3

Muri laterali

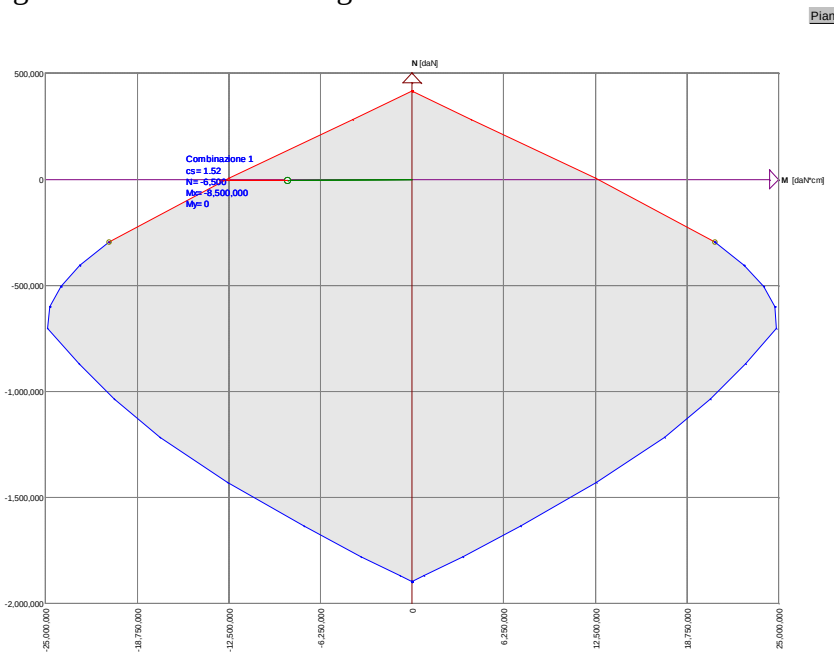
La sezione del muro è la seguente:



Le sollecitazioni di calcolo valgono:

M_{sd} = 848 kNm/m
V_{sd} = 455 kN/m
N_{sd} = -90 kN/m

Il muro risulta armato con ϕ26/10 da entrambi i lati
Il diagramma M-N risulta il seguente:

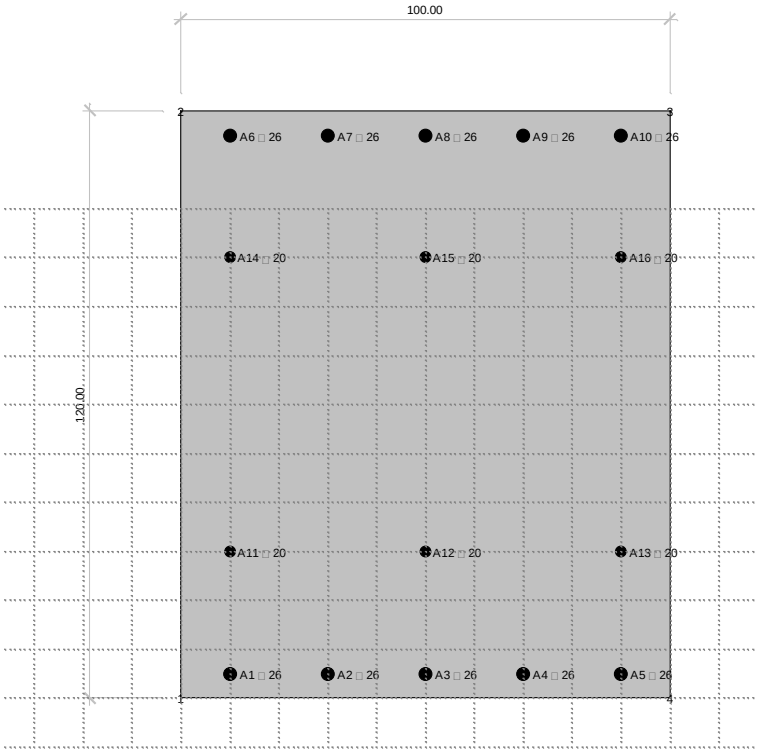


L’armatura a taglio consiste in 5 bracci ϕ8/20 per il primo metro di altezza. La resistenza a taglio vale:
V_{rd} = 677 kN > 455 kN = V_{sd}

La sezione risulta verificata.

Fondazione

La sezione della fondazione è la seguente:

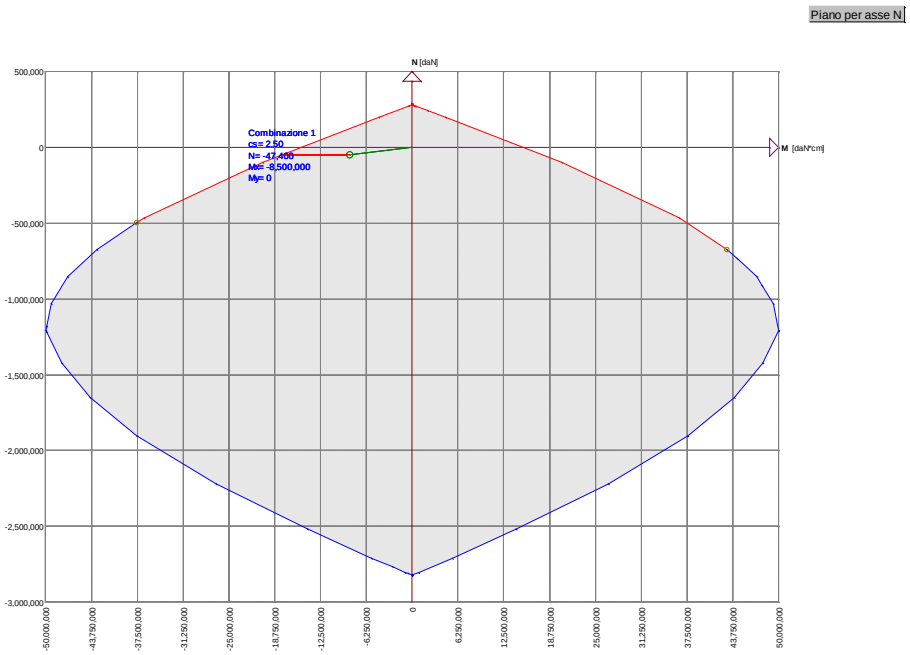


Le sollecitazioni di calcolo valgono:

M_{sd} = 850 kNm/m
V_{sd} = 78 kN/m
N_{sd} = -473 kN/m

La fondazione risulta armata con ϕ26/20 da entrambi i lati.

Il diagramma M-N risulta il seguente:



La resistenza a taglio per la sezione non armata vale:
V_{rd} = 512 kN > 78 kN = V_{sd}

La sezione risulta verificata.

8.2.4. Verifiche agli stati limite idraulici

Le strutture sono progettate per assorbire tutta la sottospinta dovuta all'acqua nel caso in cui il manufatto ad U sia vuoto internamente.

La sezione più critica risulta quella con quota a fondo tubo pari a -1.95 m s.m.m. In tale situazione la spinta dell'acqua risulta pari a:

$p_w = (q.ta_{tubo}+sp)*\gamma_w*\gamma_Q = (1.95+1.2)*10.1*1.5 = 47.7$ kPa

Il peso della struttura invece risulta per la combinazione di carico UPL pari a:

$p_s = (p_m+p_f)*\gamma_{cls}*\gamma_G = (2*0.7*3.8*25+5.2*1.2*25)*0.9/5.2 = 50$ kPa

$p_s > p_w$

La sezione è verificata

La sezione posizionata a quota fondo tubo pari a -2.83 m s.m.m. è vincolata lateralmente alla fondazione tramite micropali di diametro 300 mm posti a rinforzo delle pile esistenti a sostegno del viadotto di Corso Italia.
Questo tratto, lungo circa 17 m, non ha problemi di galleggiamento in quanto, nel caso in cui il manufatto venga svuotato, le sollecitazioni di trazione vengono assorbite da gli stessi micropali.

9. VERIFICA DELLE STRUTTURE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO DELLE OPERE DI SOSTEGNO

Per la verifica agli stati limite di esercizio si fa riferimento alle combinazioni di carico descritte nel Capitolo 7.

Nei successivi paragrafi si riportano le verifiche dello stato tensionale e fessurativo delle sezioni in c.a.

9.1. Manufatto ad U: sezione tipo 3

9.1.1. Combinazioni di carico rare

Muro e Fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per la combinazione rara valgono:

$M_{sd,rara}$ = 336 kNm/m
$M_{sd,qp}$ = 324 kNm/m

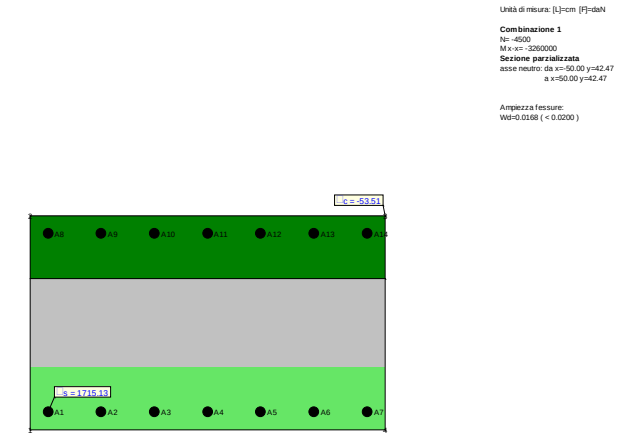
Le tensioni resistenti valgono:

$\sigma_{c,rd,rara}$ = 22.0 MPa > 5.5 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,rd,qp}$ = 16.8 MPa > 5.3 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 177 MPa = $\sigma_{s,sd}$

9.1.2. Combinazioni di carico frequenti

Muro e Fondazione

Le sollecitazioni di calcolo valgono:
M_{sd} = 326 kNm/m



Armature efficaci: Area totale = 37.17 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1750 cm^2 ρ_{eff} = 0.0212

Tensione baricentrica = 171 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0.8000 K_2= 0.5000 $\Phi_{equivalente}$ = 26 mm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3.352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0.6

Deformazione media ε_{sm}= 0.000502 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 33.4

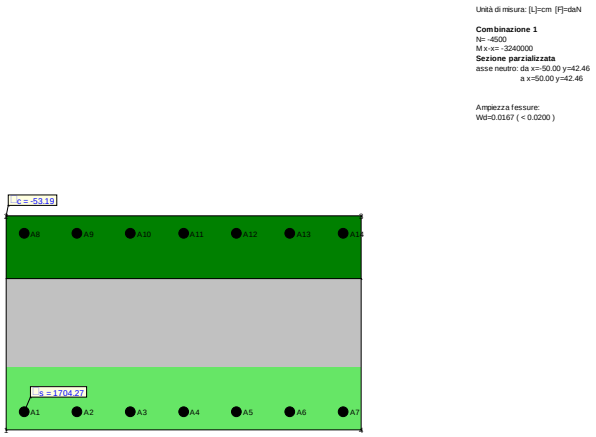
Ampiezza fessure w_d = 0.0168 (<0.02)

9.1.3. Combinazioni di carico quasi permanenti

<u>Muro e Fondazione</u>

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

M_{sd} = 324 kNm/m



Armature efficaci: Area totale = 37.17 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1750 cm^2 ρ_{eff} = 0.0212

Tensione baricentrica = 170 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0.8000 K_2= 0.5000 $\Phi_{equivalente}$ = 26 mm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3.352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0.6

Deformazione media ε_{sm}= 0.000499 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 33.4

Ampiezza fessure w_d = 0.0167 (<0.02)

9.2. Manufatto ad U: sezione tipo 1 e 2

9.2.1. Combinazioni di carico rare

<u>Muro</u>

Le sollecitazioni di calcolo per la combinazione rara valgono:

$M_{sd,rara}$ = 635 kNm/m

$M_{sd,qp}$ = 553 kNm/m

Le tensioni resistenti valgono:

$\sigma_{c,rd,rara}$ = 22.0 MPa > 6.5 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{c,rd,qp}$ = 16.8 MPa > 5.7 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 199 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per la combinazione rara valgono:

$M_{sd,rara}$ = 635 kNm/m

$M_{sd,qp}$ = 553 kNm/m

Le tensioni resistenti valgono:

$\sigma_{c,rd,rara}$ = 22.0 MPa > 3.8 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{c,rd,qp}$ = 16.8 MPa > 3.3 MPa = $\sigma_{c,sd}$

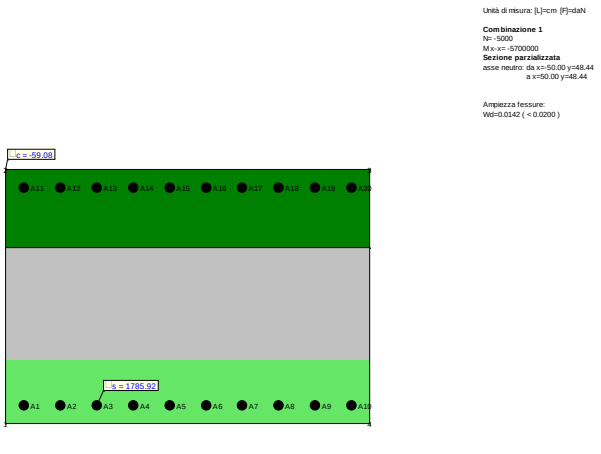
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 180 MPa = $\sigma_{s,sd}$

9.2.2. Combinazioni di carico frequenti

Muro

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

M_{sd} = 570 kNm/m



Armature efficaci: Area totale = 53.09 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1750 cm^2 ρ_{eff} = 0.0303

Tensione baricentrica = 178 MPa

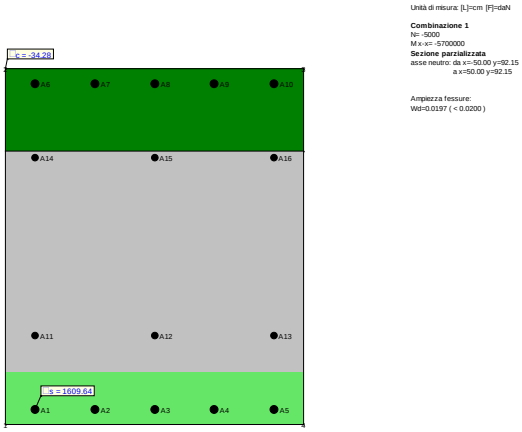
Copriferro = 5 cm

K_1= 0.8000 K_2= 0.5000 $\Phi_{equivalente}$ = 26 mm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3.352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0.6
Deformazione media ε_{sm}= 0.000523 Distanza fessure $\Delta_{s\ max}$= 27.14
Ampiezza fessure w_d = 0.0142 (<0.02)

Fondazione

Le sollecitazioni di calcolo valgono:
M_{sd} = 570 kNm/m



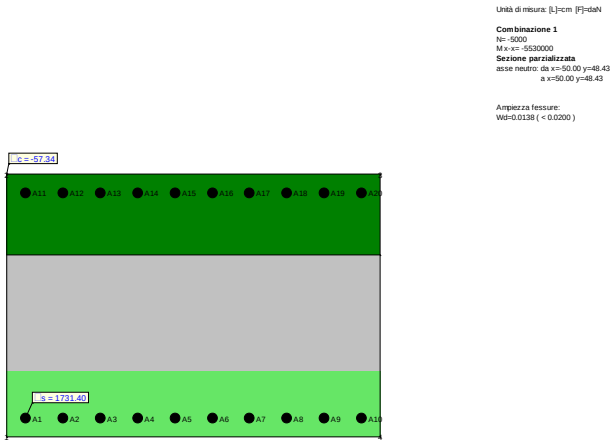
Armature efficaci: Area totale = 26.55 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 1750 cm^2 ρ_{eff} = 0.0152
Tensione baricentrica = 161 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0.8000 K_2= 0.5000 $\Phi_{equivalente}$ = 26 mm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3.352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0.6
Deformazione media ε_{sm}= 0.000471 Distanza fessure $\Delta_{s\ max}$= 41.7
Ampiezza fessure w_d = 0.0197 (<0.02)

9.2.3. Combinazioni di carico quasi permanenti

Muro

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

M_{sd} = 553 kNm/m



Armature efficaci: Area totale = 53.09 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1750 cm^2 ρ_{eff} = 0.0303

Tensione baricentrica = 173 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0.8000 K_2= 0.5000 $\Phi_{equivalente}$ = 26 mm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3.352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0.6

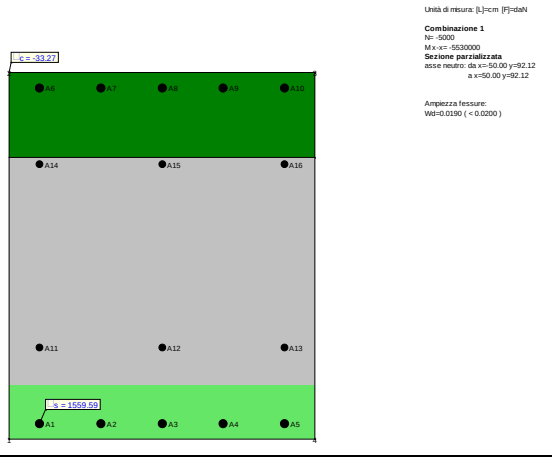
Deformazione media ε_{sm}= 0.000507 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 27.14

Ampiezza fessure w_d = 0.0138 (<0.02)

<u>Fondazione</u>

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

M_{sd} = 553 kNm/m



Armature efficaci: Area totale = 26.55 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1750 cm^2 ρ_{eff} = 0.0152

Tensione baricentrica = 155 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0.8000 K_2= 0.5000 $\Phi_{equivalente}$ = 26 mm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3.352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0.6

Deformazione media ε_{sm}= 0.000456 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 41.7

Ampiezza fessure w_d = 0.0190 (<0.02)