

COMMITTENTE:
CONSORZIO DI BONIFICA TEVERENERA

RESPONSABILE UNICO DI PROGETTO - R.U.P.:
ing. Barbara Leli

LUOGO:
COMUNE DI TERNI



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



PROTEZIONE CIVILE
Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile



Regione Umbria
Giunta Regionale



PROGETTAZIONE: OPERA S.C.A.L. - Consorziata esecutrice ABACUS SRL

LAVORI: TROVATI SRL



ABACUS
INGEGNERIA E ARCHITETTURA
Via Campo di Marte, n. 8/a
06124 - Perugia (PG)
www.abacusprogetti.it - 075/5058180



Strada Pieveola, 211/C
06132 - Perugia
www.trovatisrl.it - 075 774262

PROGETTISTI

TIMBRI

Responsabile integrazione prestazioni specialistiche	ing. M. Serafini
Architettura ed urbanistica	arch./ing. C. Pimpinelli
Opere strutturali	ing. R. Pedicini - ing. Giampaolo Giacobbi
Idrologia e opere idrauliche	ing. S. Berretta
Progettazione geotecnica	ing. G. Fanelli
Paesaggio ed ambiente	ing. A. Milito
Responsabile sicurezza	ing. M. Serafini
Computi e capitolati	geom. S. Pifferi
Cantierizzazione e C.S.P.	ing. M. Serafini - ing. F. Tagliente
Building Information Modeling	ing. L. Serafini - arch. Rexhinald Petritaj



CARTELLA 00 - OPERE STRUTTURALI

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

00_RCA01

COMMESSA				LIV.	CART.	TIPO	ELAB.	N.	SAVE	NOME FILE	SCALA
2	4	2	2	E	00	R	CA	01	00	2422_E_00_RCA01_00.doc	
REV.	DATA			REDAZIONE			VERIFICA		APPROVAZIONE	VISTO COMMITT.	DESCRIZIONE
0	Giugno 2024			R. Pedicini			S. Berretta		M. Serafini		Consegna Progetto Esecutivo
1											
2											
3											

la riproduzione del presente disegno è vietata a termini di legge senza la espressa preventiva autorizzazione



SPNRR – PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E
RESILIENZA – MISSIONE 2 – COMPONENTE 4
SUB – INVESTIMENTO 2.1B. MISURE PER LA
GESTIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONE E PER LA
RIDUZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO.
MITIGAZIONE RISCHIO IDRAULICO BACINO
FOSSO RIVO IN COMUNE DI TERNI, 1° STRALCIO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

PROGETTO ESECUTIVO

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>4</u>
1.1.	OPERA DI PRESA.....	5
1.2.	OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO.....	6
1.3.	OPERA DI CONTROLLO.....	6
1.4.	OPERA DI RESTITUZIONE.....	7
2.	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>9</u>
3.	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</u>	<u>10</u>
3.1.	OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	10
4.	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	<u>11</u>
4.1.	PESI PROPRI E PERMANENTI.....	11
4.2.	CARICHI ACCIDENTALI.....	12
4.2.1.	Azione della neve.....	12
4.2.2.	Azione del vento.....	13
4.2.3.	Azione del sisma.....	13
4.2.4.	Carichi variabili.....	14
4.2.5.	Combinazioni di calcolo.....	15
5.	<u>INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....</u>	<u>16</u>
5.1.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	16
5.1.1.	Pericolosità sismica, azione sismica e spettri di risposta elastici.....	16
5.1.2.	Parametri utili al calcolo dell'azione sismica.....	16
5.2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	17
5.2.1.	Modello geotecnico 1.....	17
5.2.2.	Modello geotecnico 2.....	18
6.	<u>CRITERI DI MODELLAZIONE E DI CALCOLO.....</u>	<u>19</u>
6.1.	CRITERI GENERALI.....	19
6.2.	MANUFATTI PRINCIPALI.....	20
6.2.1.	Criteri di calcolo.....	20
6.3.	OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO.....	21
6.3.1.	Criteri di calcolo.....	21
7.	<u>RISULTATI DEL CALCOLO.....</u>	<u>26</u>
7.1.	SCHEMI GRAFICI DELLE SOLLECITAZIONI.....	26
7.1.1.	Opera di presa.....	26
7.1.2.	Opera di controllo.....	29
7.1.3.	Opera di restituzione.....	33
7.1.4.	Muro tipo A.....	37
7.1.5.	Muro tipo B.....	38
7.1.6.	Muro tipo C.....	40
7.2.	RISULTATI DEL CALCOLO.....	42
7.2.1.	Opera di presa.....	43
7.2.2.	Opera di controllo.....	43
7.2.3.	Opera di restituzione.....	44

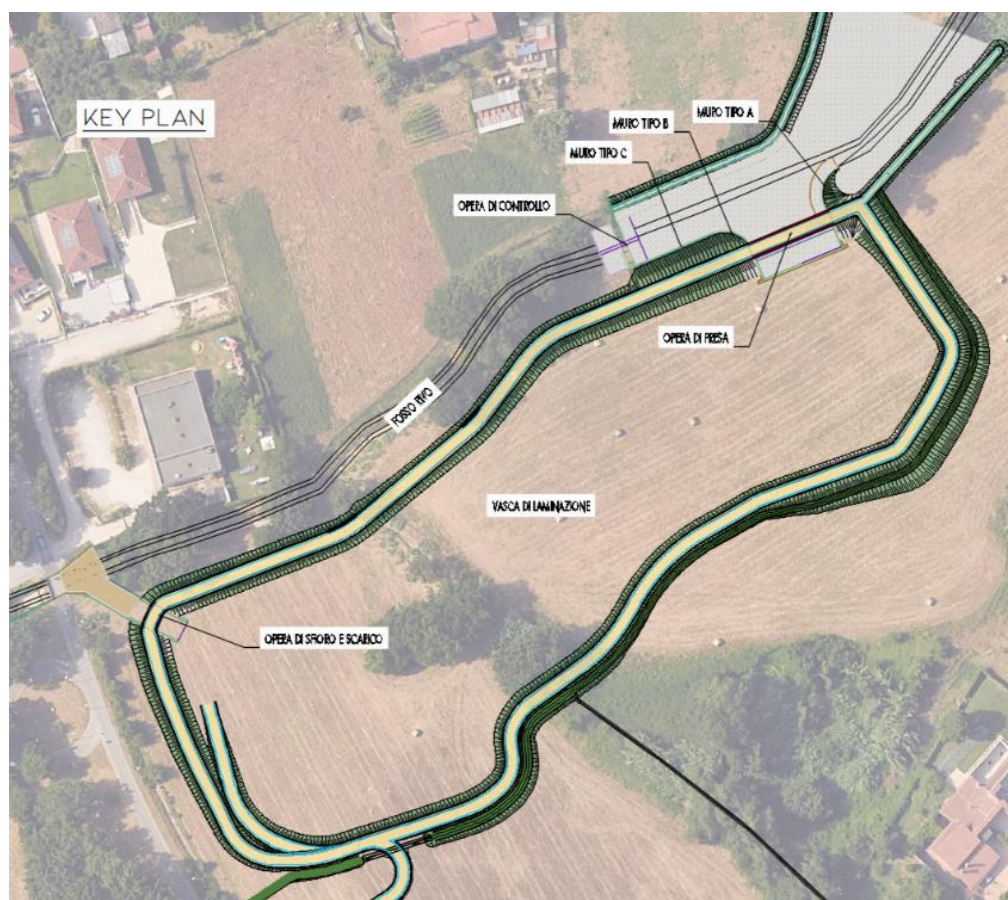
7.2.4.	Muro tipo A.....	45
7.2.5.	Muro tipo B.....	48
7.2.6.	Muro tipo C.....	51
7.3.	VERIFICHE LOCALI	56
7.3.1.	Progetto e verifica del cordolo di alloggiamento del sicurvia.....	56
8.	<u>VALIDAZIONE SOFTWARE.....</u>	60
8.1.	DICHIARAZIONI SECONDO 10.2 DEL D.M.17/01/2018.....	60
8.1.1.	Origine e caratteristiche del software di calcolo n.1	60
8.1.2.	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo n.2.....	60
8.1.3.	Affidabilita' dei codici di calcolo	60
8.1.4.	Modalita' di presentazione dei risultati	60
8.1.5.	Informazioni generali sull'elaborazione	60
8.2.	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	61

1.PREMESSA

In questo elaborato si riportano i calcoli per il dimensionamento e la verifica delle opere strutturali da realizzarsi nell'ambito del progetto di "Mitigazione rischio idraulico bacino fosso Rivo nel comune di Terni, 1° stralcio", commissionato dalla S.A. Consorzio di Bonifica Tevere Nera, caratterizzato dalla realizzazione di una nuova vasca di laminazione, dal rilevato arginale perimetrale e dalle opere di ingresso, di controllo e di restituzione dell'acqua del tratto da difendere dalla piena.

Più nello specifico, le opere che sono trattate di seguito sono quelle realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera e si sintetizzano in:

- ✓ *Opera di presa: manufatto di alimentazione della vasca, posto a monte*
- ✓ *Opere di sostegno del terreno: Muri tipo A, B e C posti nelle zone intermedie tra l'Opera di presa e quella di controllo e restituzione*
- ✓ *Opera di controllo di restituzione: briglia di controllo intermedio e Muro tipo D*
- ✓ *Opera di sfioro e di scarico: manufatto di sfioro di sicurezza e scarico di fondo posto nella zona a valle della vasca*



Il progetto delle strutture è condotto ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018).

Alla presente relazione sono allegate le tavole di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere previste.

1.1. OPERA DI PRESA

L'opera di presa è costituita dallo sfioratore in cls fisso, dalla sottostante vasca di dissipazione e da una passerella a quota testa argine, necessaria per garantirne la continuità arginale e le operazioni di manutenzione, che le sovrappassa entrambe

L'invito all'opera, che consente di raccogliere e convogliare le acque di piena del fosso Rivo verso la stessa, è costituito dai due muri adiacenti, di seguito identificati come Muro tipo A e B, di cui si tratterà nel successivo paragrafo.

L'opera inizia con lo scivolo che raccorda la prima raccolta delle acque alla vasca di dissipazione. Lo scivolo viene realizzata mediante un getto massivo di calcestruzzo disposto a gradonata sulla pendenza naturale del terreno con gradone superiore posto a quota +153.11 m e gradone inferiore posto a quota +151.41 m.

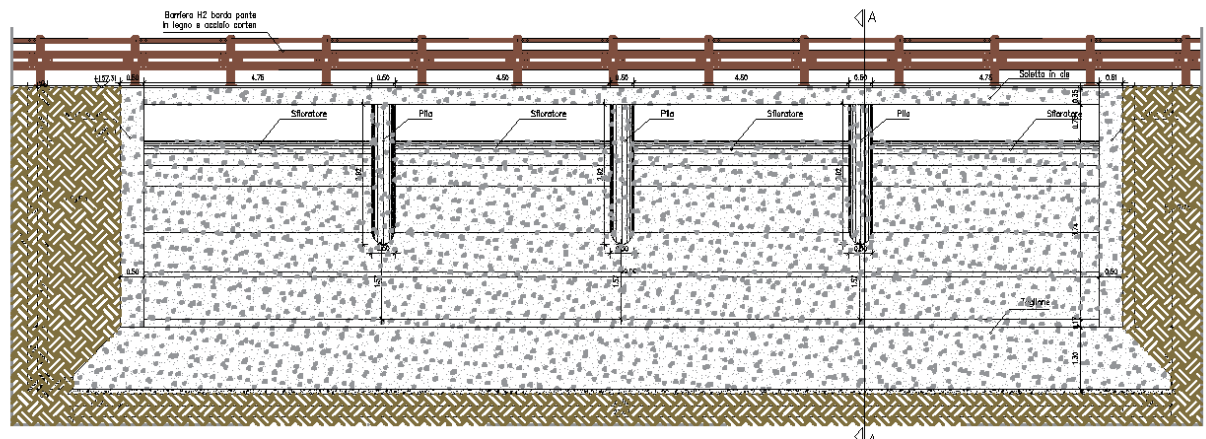


Figura 1– Prospetto Opera di presa

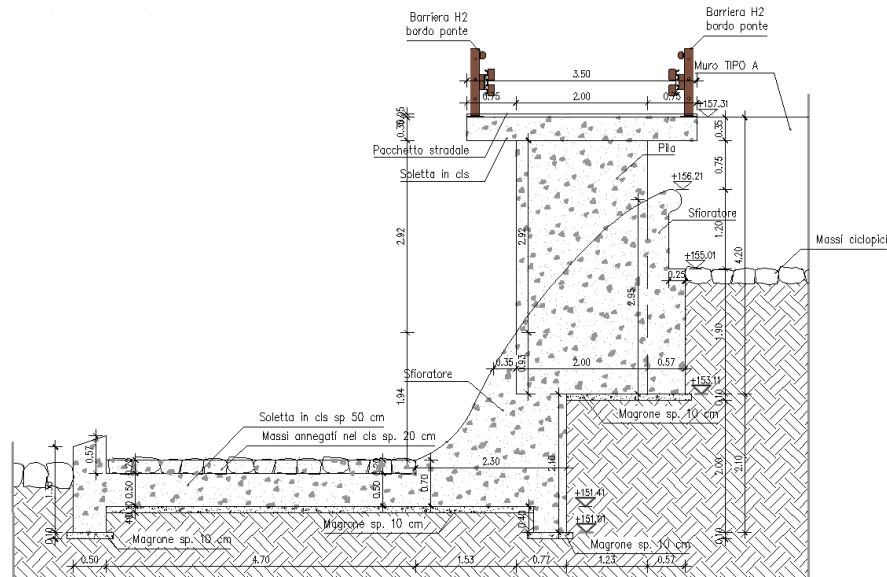


Figura 2– Sezione tipo Opera di presa

I paramenti laterali dello scivolo sono a spessore costante pari a 0,50 m ma rastremati da un'altezza massima di 5,42 m ad una minima di 0,40 m.

Alla base dello scivolo trova sede la porzione terminale dell'opera, composta da una vasca di raccordo con fondazione di spessore pari a 0,50 cm, realizzata in continuità con i paramenti laterali, al termine della quale si trova un taglione di fondazione dalla duplice funzionalità: dal punto di vista strutturale contrasta l'azione di scivolamento di tutta l'opera, da quello idraulico contribuisce alla dissipazione dell'energia accumulata dall'acqua.

A completamento dell'intervento è previsto di realizzare un'adeguata protezione della soletta di fondazione e delle spalle dall'erosione superficiale provocata dallo scorrimento delle acque e dal fenomeno di scalzamento della stessa con una sistemazione del fondo alveo in massi naturali.

La protezione sarà realizzata con una scogliera cementata di massi naturali estesa su tutta la superficie della platea.

La passerella di collegamento arginale è costituita da un impalcato continuo su 4 appoggi: le due spalle e due pile intermedie. Le luci di calcolo delle campate centrali sono di 4,50 m mentre quelle esterne hanno lunghezza pari a 5,25 m.

L'impalcato è solidarizzato alle strutture di elevazione mediante armature di continuità realizzando così un "ponte integrale" esente da giunti di continuità ed appoggi. Esso è costituito da una soletta di 35 cm di spessore per una larghezza trasversale di impalcato pari a 3,50 m, comprendente i due cordoli laterali che portano il guard-rail.

Le spalle corrispondono con i paramenti laterali dello scivolo precedentemente descritti mentre le pile interne hanno dimensione in pianta pari a 2,00x0,50m a sezione circolare nei lati corti per prevenire fenomeni idraulici, per un'altezza massima di 2,92 m.

Tutte le opere precedentemente elencate saranno realizzate con calcestruzzo gettato in opera di resistenza C25/30 e classe di esposizione XC2, armate con barre in acciaio tipo B450C, posizionate su uno strato minimo di 10 cm di calcestruzzo a basso dosaggio e rinterrate con materiale proveniente dallo scavo della vasca di laminazione, opportunamente scelto e vagliato a discrezione della D.L.

1.2. OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO

Nelle zone di ingresso all'Opera di presa e nella zona intermedia tra quest'ultima ed il Manufatto di controllo, si rende necessaria la realizzazione di opere di sostegno del rilevato arginale per evitare che lo stesso dilavi all'interno dell'alveo fluviale.

Le opere, tutte realizzate in calcestruzzo armato con schema statico di muro a mensola, ai fini del calcolo sono state raggruppate in tre tipologie, denominate Muro tipo A, B e C.

Il muro tipo A costituisce l'invito all'opera di presa che si sviluppa da essa verso monte per 10 m circa.

Esso è realizzato con un paramento ad andamento curvilineo di spessore pari a 0,50 m che si sviluppa per una altezza libera di 2,50 m fuori terra. Data la particolarità dei movimenti terra da prevedersi per la realizzazione della vasca di laminazione e delle opere ad essa afferenti, per questa tipologia di muro è stata scelta una fondazione che si sviluppa per la maggior parte a valle del paramento, per una larghezza di 2,50 m e per una minima parte a monte del paramento, per una larghezza di 0,50 m, per un totale di 3,50 m di ciabatta di fondazione.

Il muro tipo B costituisce l'invito all'opera di presa che si sviluppa da essa verso valle per 9,50 m circa. Esso è realizzato con un paramento ad andamento curvilineo di spessore variabile con un minimo in testa di 0,30 m e massimo alla base di 0,50 m, che si sviluppa per altezza libera di 2,50 m fuori terra. La suola di fondazione si sviluppa parzialmente a valle, per 0,30 m, ma principalmente a monte, per 1,50 m, per un totale di 2,30 m di ciabatta di fondazione.

Il muro tipo C è l'elemento di collegamento tra il muro tipo B e l'opera di controllo e manutenzione sul fosso Rivo. Esso si sviluppa per 20,40 m circa ed è costituito da un muro a mensola dotato di taglione nella fondazione a monte atto a contrastare i fenomeni di scivolamento del manufatto.

Tutte le opere precedentemente elencate saranno realizzate con calcestruzzo gettato in opera di resistenza C25/30 e classe di esposizione XC2, armate con barre in acciaio tipo B450C, posizionate su uno strato minimo di 10 cm di calcestruzzo a basso dosaggio e rinterrate con materiale proveniente dallo scavo della vasca di laminazione, opportunamente scelto e vagliato a discrezione della D.L.

1.3. OPERA DI CONTROLLO

L'opera da realizzare è una briglia assimilabile strutturalmente ad un muro di sostegno a mensola in cemento armato, realizzato in opera.

L'opera si sviluppa per una lunghezza di 11,60 m e un'altezza massima di 2,00 m. Nella parte centrale è presente la cunetta o gòveta, attraverso la quale viene convogliata la portata del corso

d'acqua. La cunetta, di forma trapezia isoscele con scarpa 1/1, presenta spessore costante pari a 2,00 m è limitata lateralmente dalle ali della briglia, che si collegano lateralmente in sinistra ad il muro tipo D, che prosegue in continuità, ed in destra al muro tipo C, che invece prosegue ortogonalmente.

L'ammorsamento alla stessa quota è fondamentale per evitare che, nel caso di piene eccezionali che producono il sormonto delle ali, la corrente trovi una via preferenziale, concentrandosi dalla parte dell'ala più bassa ove l'erosione più accentuata potrebbe provocarne lo scalzamento e quindi la distruzione della briglia.

La di fondazione dell'opera di controllo è di tipo massivo e si sviluppa per una profondità di 10,00 m ed uno spessore di 1,20 m.

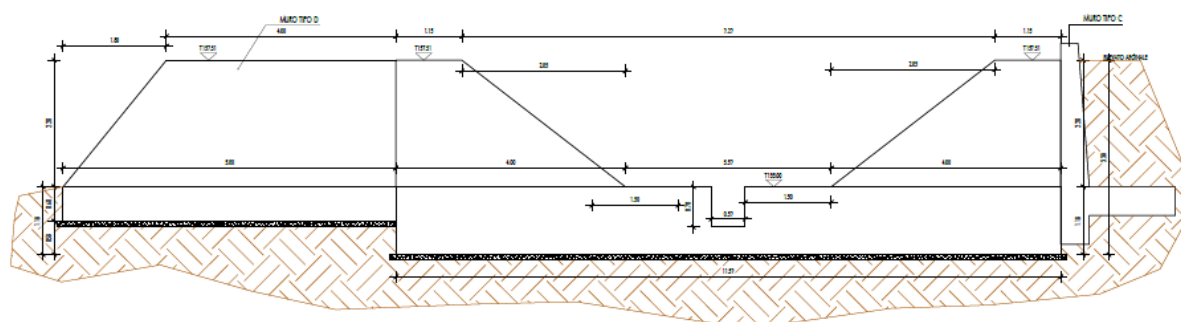
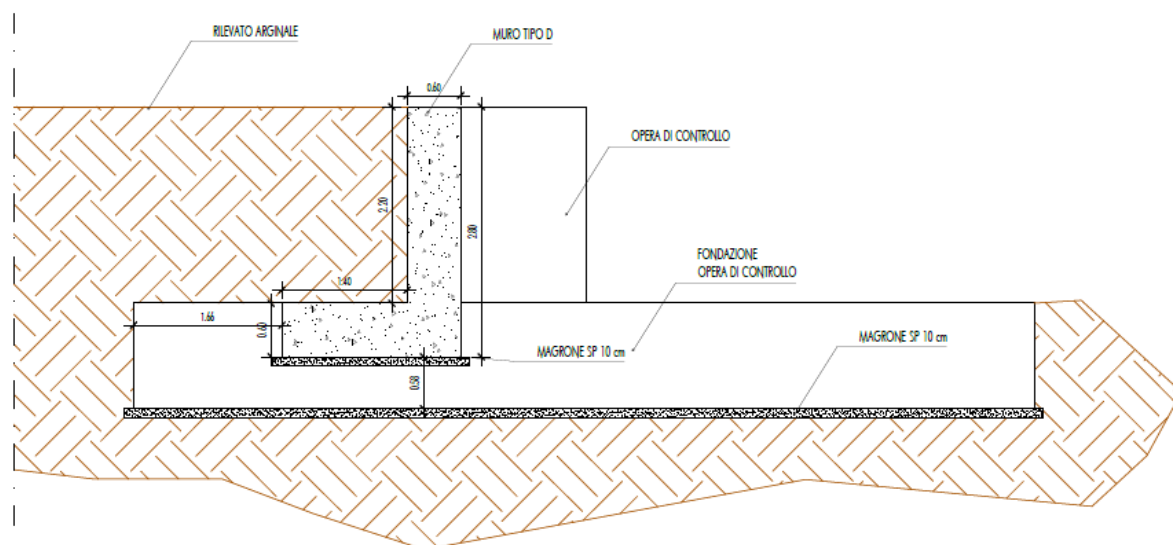


Figura 3- Prospetto Opera di controllo e Muro tipo D

La fondazione del muro tipo D si sviluppa invece per 1,40 m completamente a valle del paramento, per un totale della suola pari a 2,00 m



Tutte le opere precedentemente elencate saranno realizzate con calcestruzzo gettato in opera di resistenza C25/30 e classe di esposizione XC2, armate con barre in acciaio tipo B450C, posizionate su uno strato minimo di 10 cm di calcestruzzo a basso dosaggio e rinterrate con materiale proveniente dallo scavo della vasca di laminazione, opportunamente scelto e vagliato a discrezione della D.L.

1.4. OPERA DI RESTITUZIONE

L'opera di restituzione è costituita da uno sfioratore costituito da una struttura scatolare a U in calcestruzzo, dotata in corrispondenza dell'argine di una passerella a quota testa argine necessaria per garantirne la continuità arginale e le operazioni di manutenzione.

Nella sua parte terminale, in corrispondenza con l'intersezione con l'alveo del fosso Rivo, l'opera andrà ad affiancarsi all'opera in calcestruzzo esistente.

L'opera inizia con lo scivolo delle acque alla vasca di dissipazione. Lo scivolo viene realizzata mediante un getto massivo di calcestruzzo disposto a gradonata sulla pendenza naturale del terreno con gradone superiore posto a quota +151.23 m e gradone inferiore posto a quota +149.44 m.

I paramenti laterali dello scivolo sono a spessore costante pari a 0,50 m ma rastremati da un'altezza massima di 4,50 m ad una minima di 2,90 m.

Alla base dello scivolo trova sede la porzione terminale dell'opera, composta da una vasca di raccordo con fondazione di spessore pari a 0,50 cm, realizzata in continuità con i paramenti laterali.

La passerella di collegamento arginale è costituita da un impalcato continuo su 2 appoggi con luce di calcolo pari a 5,00 m.

L'impalcato è solidarizzato alle strutture di elevazione mediante armature di continuità realizzando così un "ponte integrale" esente da giunti di continuità ed appoggi. Esso è costituito da una soletta di 35 cm di spessore per una larghezza trasversale di impalcato pari a 3,50 m, comprendente i due cordoli laterali che portano il guard-rail.

Le spalle corrispondono con i paramenti laterali dello scivolo precedentemente descritti mentre le pile interne hanno dimensione in pianta pari a 2,00x0,50m a sezione circolare nei lati corti per prevenire fenomeni idraulici, per un'altezza massima di 2,92 m.

Tutte le opere precedentemente elencate saranno realizzate con calcestruzzo gettato in opera di resistenza C25/30 e classe di esposizione XC2, armate con barre in acciaio tipo B450C, posizionate su uno strato minimo di 10 cm di calcestruzzo a basso dosaggio e rinterrate con materiale proveniente dallo scavo della vasca di laminazione, opportunamente scelto e vagliato a discrezione della D.L.

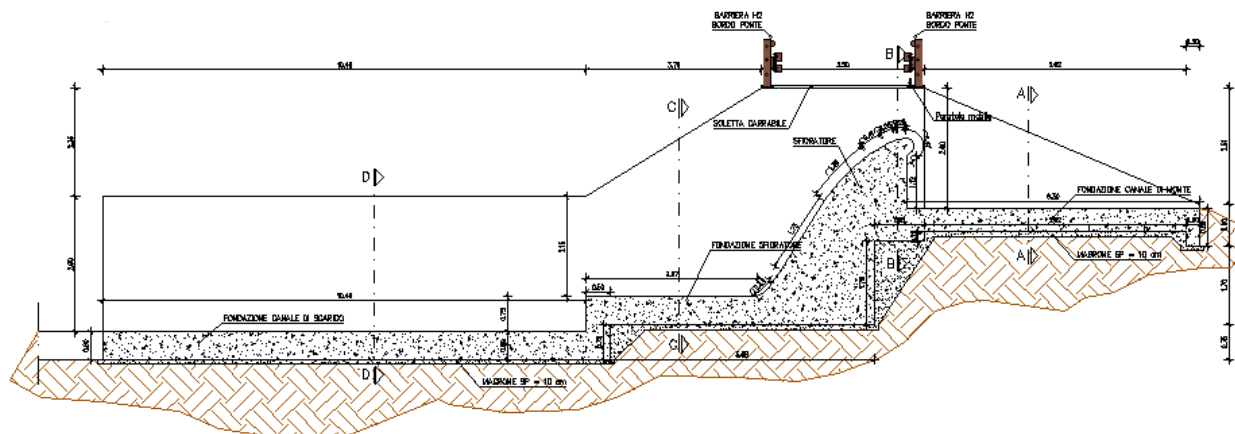


Figura 4- Sezione Opera di restituzione

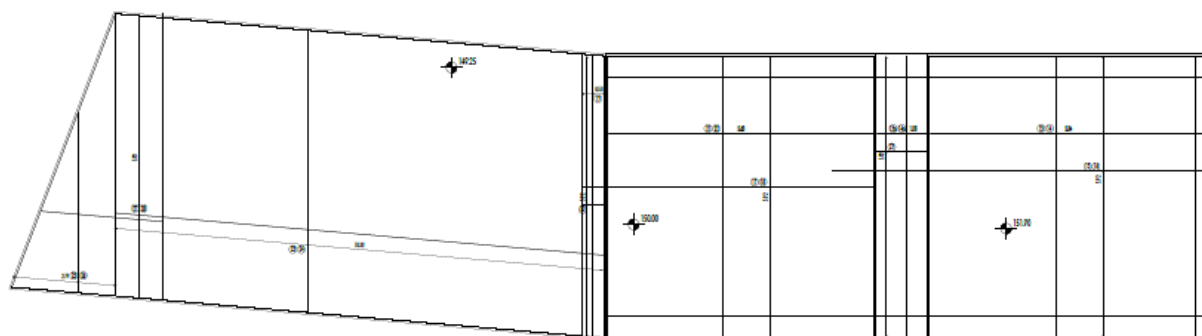


Figura 5- Pianta Opera di restituzione

Tutte le opere precedentemente elencate saranno realizzate con calcestruzzo gettato in opera di resistenza C25/30 e classe di esposizione XC2, armate con barre in acciaio tipo B450C, posizionate su uno strato minimo di 10 cm di calcestruzzo a basso dosaggio e rinterrate con materiale proveniente dallo scavo della vasca di laminazione, opportunamente scelto e vagliato a discrezione della D.L.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- ✓ *Legge nr. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- ✓ *Legge nr. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*
- ✓ *D.M. LL.PP. del 11/03/1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*
- ✓ *Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*
- ✓ *D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*
- ✓ *Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)*
- ✓ *Circolare n.7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'<<Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni>> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Calcestruzzo per sottofondi e rinfianchi tipo C 12/15

Resistenza cubica	R_{ck}	15	MPa
Resistenza cilindrica	f_{ck}	12	MPa
Resistenza di progetto a compressione	f_d	6.8	MPa
Resistenza di progetto a trazione	f_{ctd}	0.73	MPa
Modulo di Young	E	27085	MPa
Classe di esposizione	XC2		
Classe di consistenza	S4		

Calcestruzzo per solette spalle e muri tipo C 25/30

Resistenza cubica	R_{ck}	30	MPa
Resistenza cilindrica	f_{ck}	25	MPa
Resistenza di progetto a compressione	f_d	14.16	MPa
Resistenza di progetto a trazione	f_{ctd}	1.19	MPa
Modulo di Young	E	32308.25	MPa
Classe di esposizione	XC2		
Classe di consistenza	S4		

Acciaio per C.A. tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	MPa
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	MPa
Resistenza di progetto	f_d	391.3	MPa
Modulo di Young	E	206000	Mpa

Reti elettrosaldate

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	390	MPa
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	440	MPa

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1. PESI PROPRI E PERMANENTI

I carichi permanenti strutturali vengono calcolati nelle analisi introducendo nel modello di calcolo la geometria della struttura esistente, assegnando al materiale il relativo peso specifico e il valore dell'accelerazione di gravità come di seguito specificato:

Pesi strutturali

Peso Proprio	25 kN/mc
Accelerazione di gravità	9.81 m/s ²

Si riporta in seguito il calcolo dei carichi permanenti strutturali applicati al modello di calcolo F.E.M. così come estrapolati dal programma di calcolo.

Carichi permanenti portati

I carichi permanenti sono costituiti essenzialmente, oltre che dal peso proprio delle strutture portanti dell'impalcato (travi prefabbricate e soletta gettata in opera), dal peso della pavimentazione stradale posta al di sopra della soletta dell'impalcato, dal peso dei cordoli laterali per l'ancoraggio della barriera stradale, dal peso delle barriere stradali e dal peso delle velette perimetrali. In particolare:

Pavimentazione solette (massetto pendenze + impermeabilizzazione)	12,50 kN/mq
Barriere di sicurezza	1,50 kN/ml
Massi ciclopici	20,00 kN/mq

4.2. CARICHI ACCIDENTALI

4.2.1. AZIONE DELLA NEVE

Il carico da neve sull'impalcato si valuta secondo quanto previsto al 3.4 delle NTC18 in base alla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

In cui:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo, per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico che può essere assunto pari ad "1" (3.4.4).

Il sito in esame si trova nel comune di Terni ad una quota di 130 m s.l.m.

La zona di riferimento, com'è visibile nella figura seguente, è quindi la "III" e risulta $a_s = 600 \text{ m} > 130 \text{ m}$.

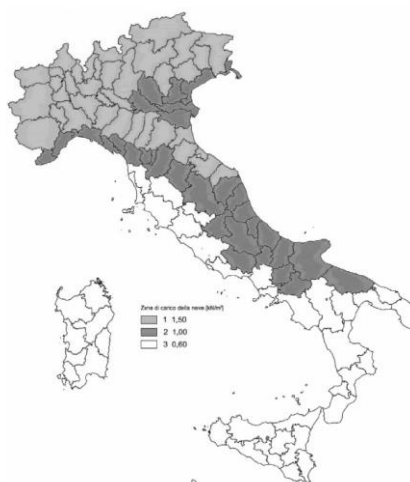


Figura 6 Zona di riferimento per il carico da neve

Il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo, per un periodo di ritorno di 100 anni, si valuta quindi con (3.4.2):

$$q_{sk} = 0,60 \frac{kN}{m^2}$$

Il coefficiente di esposizione si ricava dalla Tabella "3.4.I".

Per la struttura è stato assunto, in favore di sicurezza, un valore di $C_e = 1$.

Tab. 3.4.I – Valori di C_e per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_e
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Ad ultimo si valuta il coefficiente di forma che può essere ricavato dalla tabella "3.4.II" in funzione dell'angolo d'inclinazione della falda rispetto all'orizzontale.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Nel caso di specie, essendo il piano d'impalcato orizzontale, si assume: $\mu_i = 0.8$.

Il carico da neve a metro quadro vale quindi:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = 0,48 \frac{kN}{m^2}$$

4.2.2. AZIONE DEL VENTO

Ai fini del calcolo, in questa relazione di calcolo delle strutture, l'azione del vento potrebbe essere trascurata in quanto le combinazioni delle azioni sulle strutture riportate al par. 2.5.3 del D.M. del 17 gennaio 2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" fanno sì che l'azione del vento e quella del sisma non vadano combinate insieme. In manufatti massivi di dimensioni come quello in progetto, da svilupparsi in territori come Terni dove la classificazione sismica prevede la categoria alta, posizionati in terreni di categoria C, l'amplificazione sismica è di gran lunga maggiore di quella del vento. Per lo stesso motivo, considerando inoltre lo spessore ridotto degli impalcati, si è ritenuto trascurabile l'azione delle forze aerodinamiche che si sviluppano ortogonalmente al loro asse.

4.2.3. AZIONE DEL SISMA

L'azione sismica di progetto, in base ai vari stati limite considerati, si definisce a partire da:

- Pericolosità sismica di base del sito di costruzione;
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento, definito in base alla classe d'uso dell'opera e della vita nominale della stessa;
- Caratteristiche morfologiche e stratigrafiche, definite in base alle categorie di sottosuolo ed alle categorie topografiche.

Il periodo di riferimento è dato dalla relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_u \quad \text{dove:}$$

- V_R è il periodo di riferimento;
- V_N è la vita nominale ≥ 10 anni (par.2.4.3);
- C_u è il coefficiente d'uso pari a 2,0 per classe IV (par. 2.4.2.);

Di seguito vengono forniti, considerando la strategia progettuale prima detta, i dati di pericolosità sismica del sito in esame, riferita a suolo rigido e superficie topografica orizzontale, per diversi periodi di ritorno, espressa attraverso i seguenti parametri:

- a_g è l'accelerazione massima al sito;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione;
- T_c^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione;

Tipo di costruzione		2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari			
Vn					Default (50)
Classe d'uso					II
Località:	Terni, Cinque Strade Latitudine ED50 42,5823° (42° 34' 56") Longitudine ED50 12,6342° (12° 38' 3") Altitudine s.l.m. 155,97 m				Dettagli...
Vr					Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	30	Default (0,0577)	Default (2,504)	Default (0,27)
SLD	Default (63)	50	Default (0,0713)	Default (2,488)	Default (0,28)
SLV	Default (10)	475	Default (0,1683)	Default (2,45)	Default (0,32)
SLC	Default (5)	975	Default (0,2105)	Default (2,478)	Default (0,334)

4.2.4. CARICHI VARIABILI

A seconda della categoria d'uso considerata, le vigenti NTC2018 al 3.1.4 (Tab.3.1.II) forniscono i valori dei sovraccarichi da considerare che, per il caso in esame possono in prima istanza essere valutati come corrispondenti alle categorie F-G, che comprendono le aree di traffico e parcheggio per veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30kN e 160kN), quali rampe di accesso, zone di carico e scarico merci. L'indicazione normativa è quella di adottare un sovraccarico non minore di 5,00 kN/mq.

Non avendo comunque la certezza del tipo di traffico si potrà sviluppare in futuro sulle opere, sebbene si tratti sempre di zone in cui la circolazione è limitata ai soli mezzi di manutenzione, ai fini del calcolo per il dimensionamento delle opere si è valutato opportuno incrementare tale valore fino a quello di 20,00 kN/mq.

E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 5,00 2 x 50,00 1,00**		
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

4.2.5. COMBINAZIONI DI CALCOLO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
 - $\gamma G_1 + \gamma G_2 + \gamma P + \gamma Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:
 - $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 - $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
 - $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
 - $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. I coefficienti parziali vengono ricavati dalla Tab. 2.6.I, ove, dovendo far riferimento ai carichi da applicare alla struttura, vengono presi quelli della colonna "STR" corrispondente allo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione ψ_{0i} , ψ_{1i} e ψ_{2i} i loro valori vengono forniti dalla Tab.2.5.I in funzione delle azioni considerate.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

5. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

5.1. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

5.1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA, AZIONE SISMICA E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

Per definire la pericolosità sismica di un sito sono necessari i seguenti parametri geografici e temporali: i valori di accelerazione orizzontale massima a_g (in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale), le coordinate geografiche dei nodi del reticolo di riferimento, i periodi di ritorno per le diverse probabilità di superamento. Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'INGV, presi in considerazione nel presente elaborato.

Una volta calcolata l'entità dell'accelerazione di picco a_g attesa per un determinato sito, risulta possibile definire le ordinate dello spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, tenendo conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La zona sismica per il territorio di Terni, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale dell'Umbria n. 1111 del 18 settembre 2012 (BUR n. 47 del 3/10/2012) è indicata come Zona sismica 2: Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti.

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [a_g]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$0,25 < a_g \leq 0,35$ g	0,35 g	739
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g	2.374
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g	3.003
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05$ g	0,05 g	1.785

5.1.2. PARAMETRI UTILI AL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

Le caratteristiche dell'opera oggetto di progettazione (con vita nominale di progetto $V_N \geq 50$ anni) vengono inserite in classe d'uso II (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.), cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.0$. Da cui si ricava il periodo di riferimento per l'azione sismica V_R dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

Sulla base della tabella Tab. 3.2.V allegata al punto 3.2.2 delle NTC 2018, nel complesso, le aree dove è prevista la realizzazione degli invasi rientrano tutte nella categoria topografica T1, in quanto si collocano su una superficie con inclinazione minore o uguale a 15°.

I coefficienti sismici orizzontale e verticale vengono definiti nel DM 17/01/2018 al 7.11.3.5.2 come segue:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

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

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito a_{\max} dipende dalla topografia, dalla Categoria di Sottosuolo e dal valore dell'accelerazione orizzontale massima atteso su suolo di riferimento rigido a_g attraverso la seguente relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

Nel caso in esame si sono impiegati i seguenti coefficienti validi per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Categoria di sottosuolo	$a_g (m/s^2)$	S_S	S_T	b_s	k_h	k_v
C	1.168	1.45	1.0	0.24	0.058	0.029

5.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base dei risultati delle indagini geotecniche eseguite e appositamente programmate per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalla realizzazione delle opere previste nel presente Progetto Esecutivo, è stato possibile definire per le opere d'arte n.2 modelli geotecnici.

5.2.1. MODELLO GEOTECNICO 1

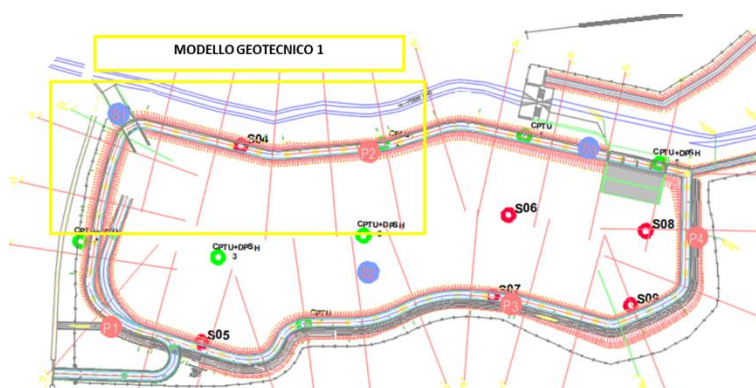


Figura 7 – area di definizione del modello geotecnico 1

Il primo modello geotecnico fa riferimento all'area della vasca posta a nord-ovest ed è quindi valido per le verifiche dell'opera di sbocco

Il modello geotecnico risultante è costituito da tre strati, definiti dai seguenti parametri geotecnici:

MODELLO GEOTECNICO 1						
	z (m),	gamma (kN/mc)	c' (kPa)	phi (°)	E (MPa)	k (m/s)
ghiaie limose	0-5	19	0	32	60	5,00E-05
limi sabbiosi	5 - 11	18,5	20	27	7	4,93E-07
limi argillosi	11 - 30	19,5	0	25	10	1,00E-08

La falda è considerata alla profondità di -2.8 m.

5.2.2. MODELLO GEOTECNICO 2

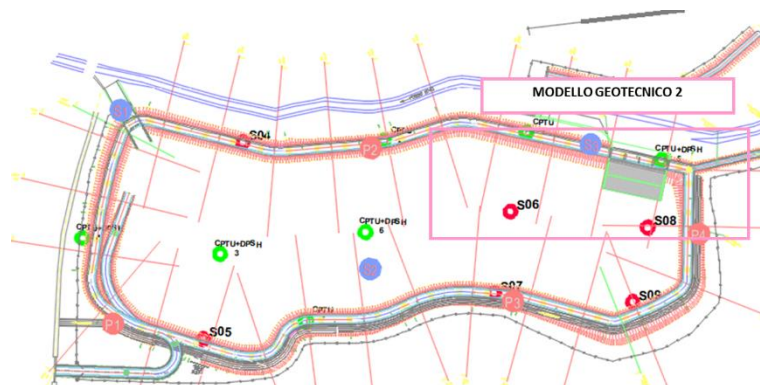


Figura 8 – area di definizione del modello geotecnico 2

Il secondo modello geotecnico fa riferimento all'area della vasca posta a nord-est ed è quindi valido per le verifiche dell'opera di presa.

Il modello geotecnico risultante è costituito da due strati, definiti dai seguenti parametri geotecnici:

MODELLO GEOTECNICO 2					
	z (m),	gamma (kN/mc)	c' (kPa)	phi (°)	E (MPa)
ghiaie limose	0-6,5	20	0	27	60
argilla limosa	6,5 -10	19,8	35	23,5	40

La falda è considerata alla profondità di -2.6 m.

6. CRITERI DI MODELLAZIONE E DI CALCOLO

6.1. CRITERI GENERALI

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi. Il dimensionamento è stato effettuato con schemi di calcolo adeguati alle effettive condizioni di esercizio delle opere, nel rispetto della effettiva distribuzione spaziale delle masse, delle rigidità e delle resistenze. Il calcolo strutturale è stato effettuato mediante codici di calcolo ad elementi finiti di comprovata affidabilità con valutazione della correttezza del modello strutturale e della risposta della struttura grazie allo studio dei modi di vibrare, dei periodi propri e delle masse sismiche eccitate e per analizzare il comportamento della struttura nei confronti delle azioni di natura sismica e per verificare la risposta degli elementi strutturali al terremoto di progetto.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata eseguita ricercando le disposizioni di carico più gravose ed in accordo alle combinazioni definite per il metodo di analisi agli stati limite.

L'azioni sismiche sulla struttura sono state valutate con l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". I manufatti sono stati dimensionati assumendo un fattore di struttura non dissipativo (unitario).

I manufatti principali, identificabili nell'opera di presa, i quella di controllo ed in quella di sfioro e scarico, sono stati modellati con codice di calcolo ad elementi finiti SismiCad 12.23 prodotto dalla Concrete srl licenza: SW-2602859 intestata ad ABACUS SRL - VIA DEI FABBRI, 1 - PACIANO (PG). Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli:

- un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore;
- il solutore agli elementi finiti;
- un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Nel caso in esame sono stati messi a punto dei modelli di calcolo spaziali definiti dalla linea (o dal piano) d'asse degli elementi strutturali effettuando analisi statica e dinamica (modale con spettro di risposta).

Lo studio delle opere di contenimento del terreno è stato effettuato con il codice di calcolo MAX (muro di sostegno) della AZTEC informatica.

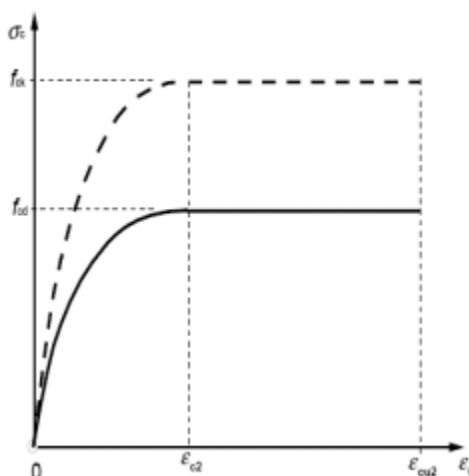
Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite con particolare riguardo agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Le procedure di verifica adottate hanno seguito il metodo di calcolo agli stati limite ultimo /esercizio secondo quanto previsto dal DM 17.01.2018, Norme Tecniche per le Costruzioni.

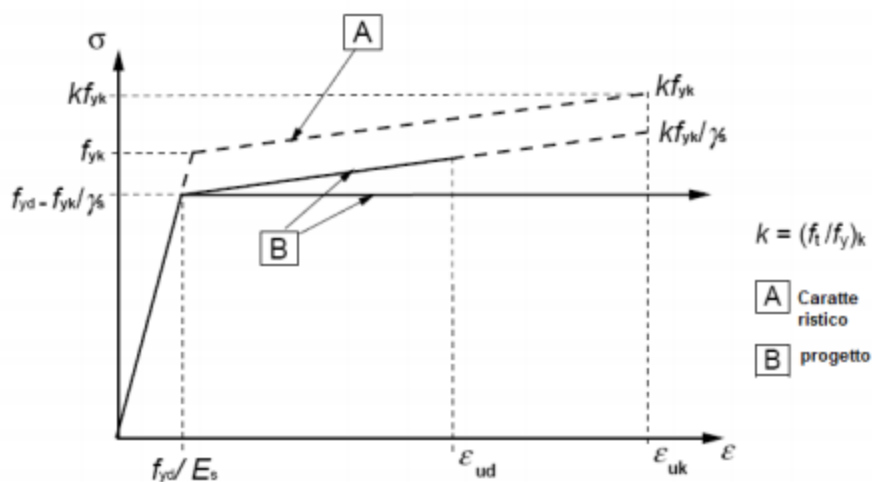
Si è verificato che in tutte le situazioni di progetto significative, inclusi nodi e connessioni tra elementi, che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche non fosse maggiore del valore di progetto della resistenza R_d corrispondente.

Per le verifiche sezionali sono stati utilizzati i seguenti legami:

- *Legame parabola rettangolo per il calcestruzzo, adottato in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018*



- *Legame elastico perfettamente plastico o incrudente o duttilità limitata per l'acciaio adottato in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018*



Nel caso di muro di sostegno, vengono effettuate le verifiche strutturali che consentono di determinare l'armatura minima e le verifiche geotecniche di carico limite e ribaltamento. Le verifiche sono state effettuate cautelativamente in condizioni di vasca vuota.

Le verifiche condotte sono:

- ✓ verifica a rottura (Stato limite ultimo)
- ✓ verifiche in esercizio (Stati limite di esercizio):
- ✓ verifica di fessurazione.

6.2. MANUFATTI PRINCIPALI

6.2.1. CRITERI DI CALCOLO

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse.

Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione;

- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale;
- la deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio;
- i disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali;
- alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche;
- alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento;
- il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

6.3. OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO

6.3.1. CRITERI DI CALCOLO

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

6.3.1.1. *CALCOLO DELLA SPINTA SUL MURO*

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

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

6.3.1.2. *METODO DI CULMANN*

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi

sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione p rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

6.3.1.3. SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

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

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

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

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

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

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

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

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

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

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

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

6.3.1.4. VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

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

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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

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

6.3.1.5. VERIFICA A SCORRIMENTO

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

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

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

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

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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

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

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

6.3.1.6. VERIFICA AL CARICO LIMITE

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

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta q > 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_{cd} c_{ic} + q N_{qd} i_{iq} + 0.5 \gamma B N_{\gamma} d_{i\gamma}$$

In questa espressione

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e \pi \tan \phi$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

6.3.1.7. FATTORI DI PROFONDITÀ

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right) * 2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right) * 2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

6.3.1.8. VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_\gamma > 1.0$

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

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

$$\eta = \frac{\sum n_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum n_i W_i \sin \alpha_i}$$

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

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

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

7. RISULTATI DEL CALCOLO

7.1. SCHEMI GRAFICI DELLE SOLLECITAZIONI

7.1.1. OPERA DI PRESA

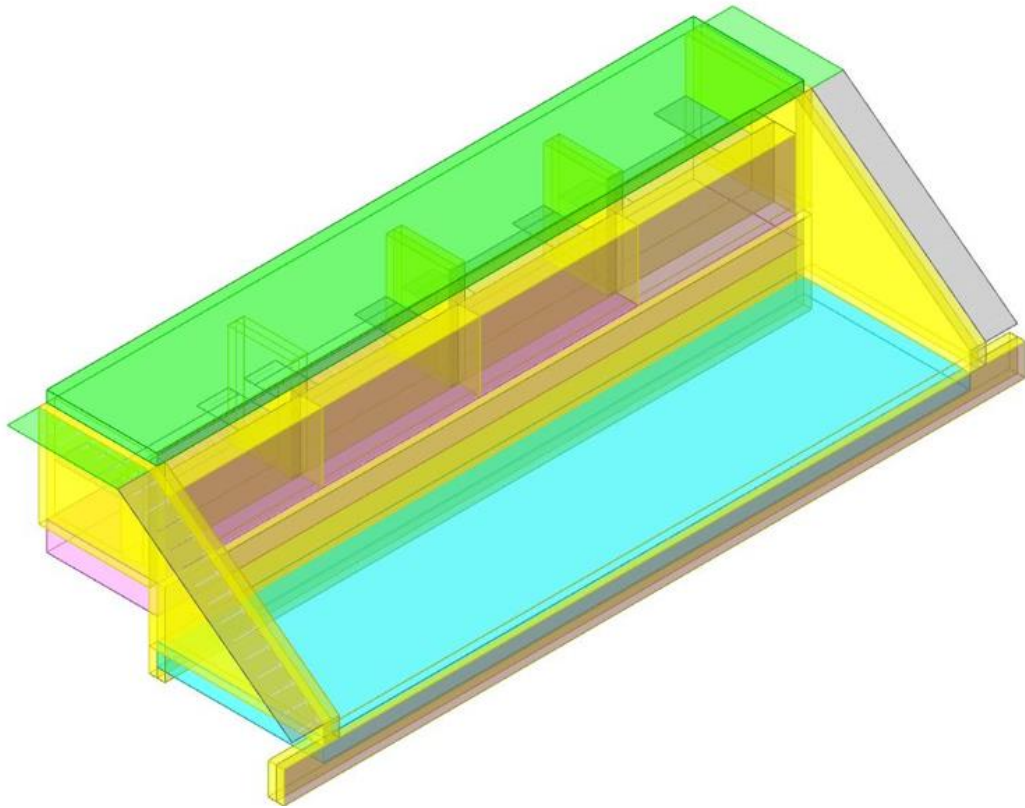


Figura 9 – Modello di calcolo

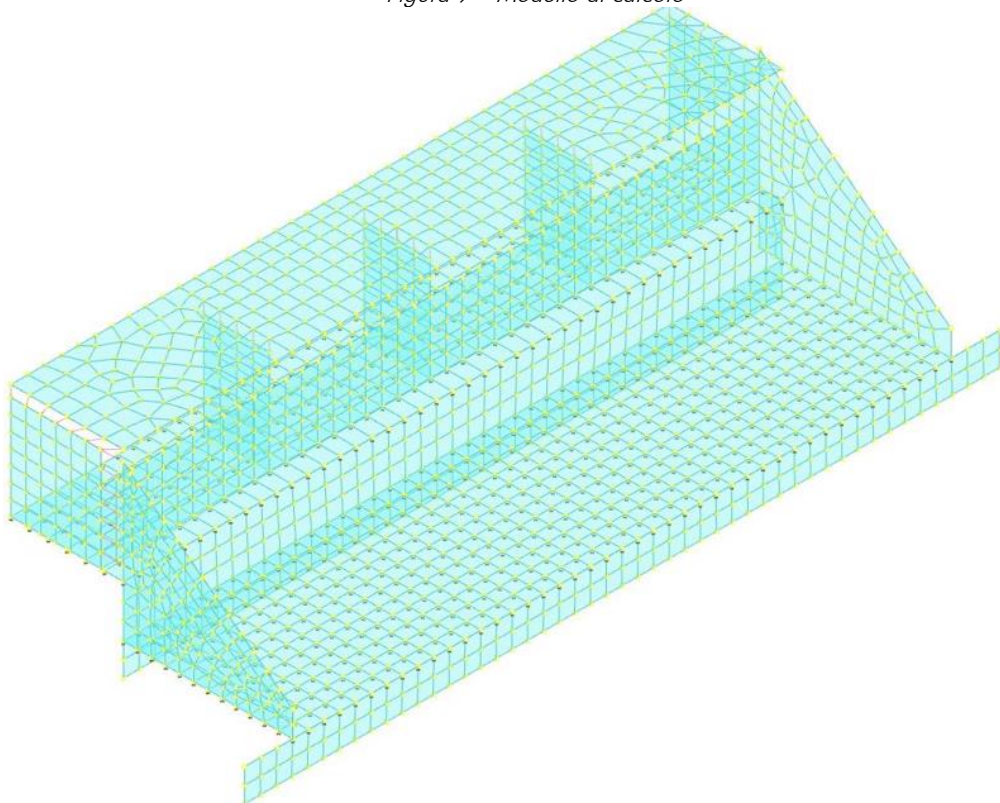


Figura 10 – Modello unifilare F.E.M.

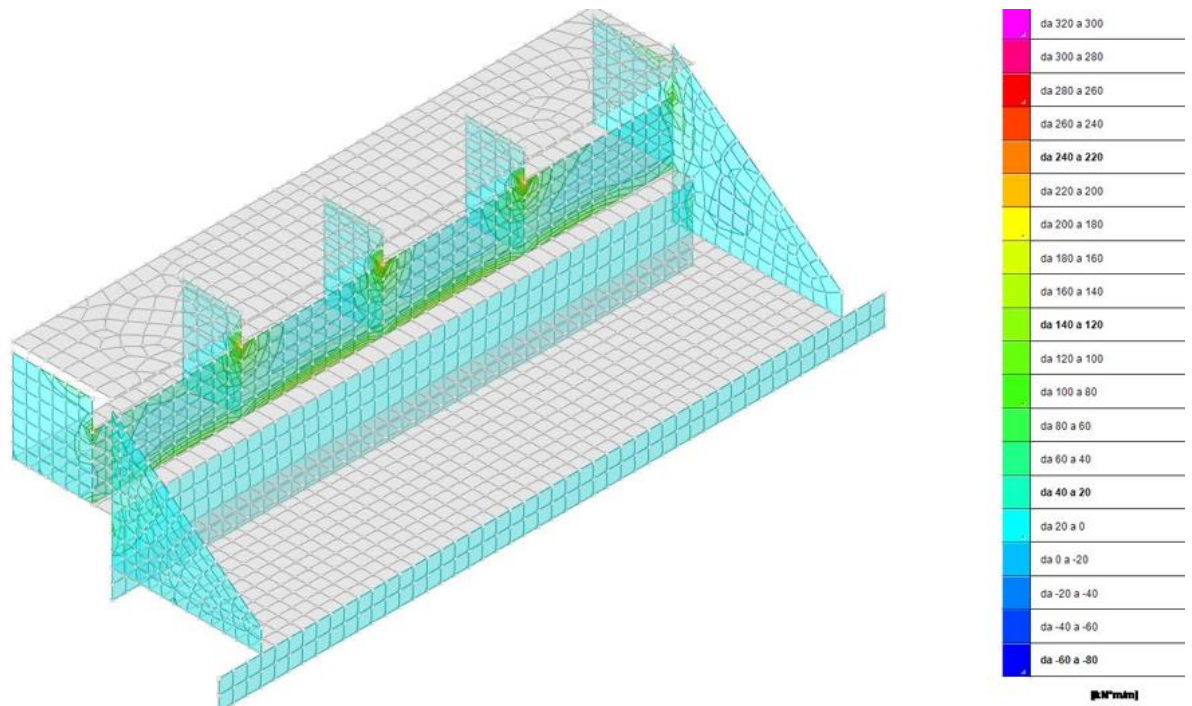


Figura 11 – Sollecitazioni gusci Moo

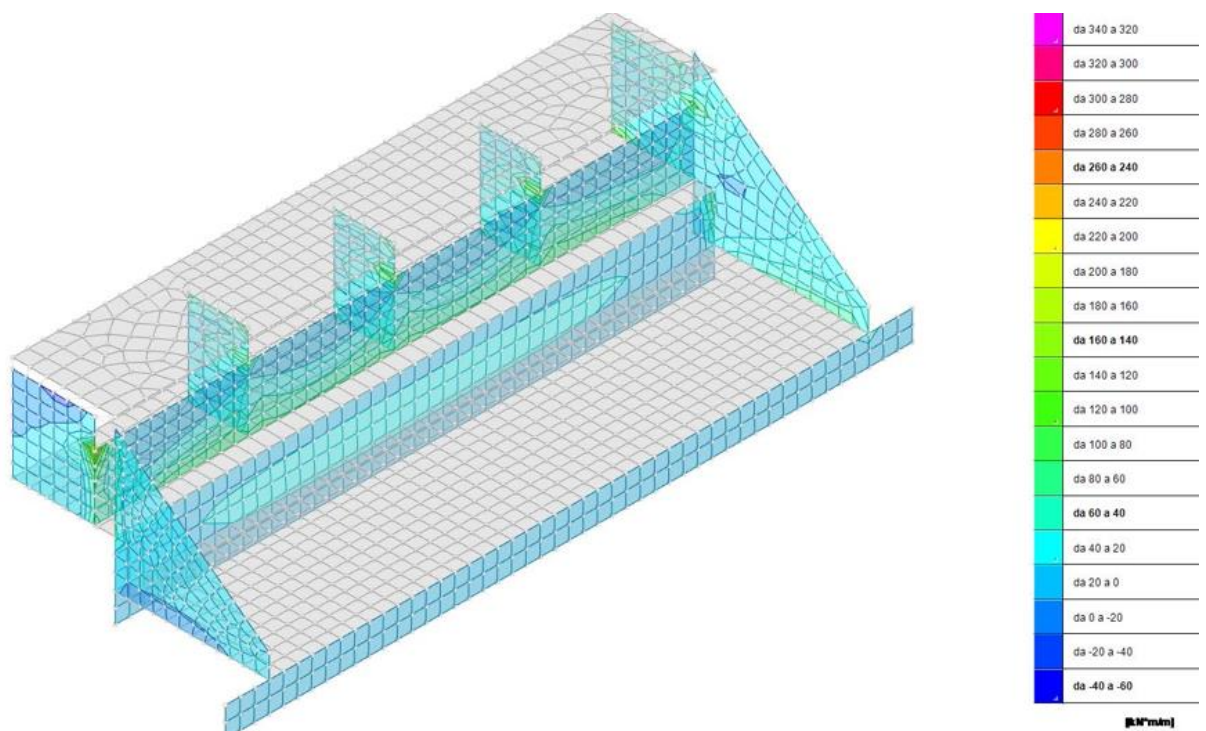


Figura 12 – Sollecitazioni gusci Mzz

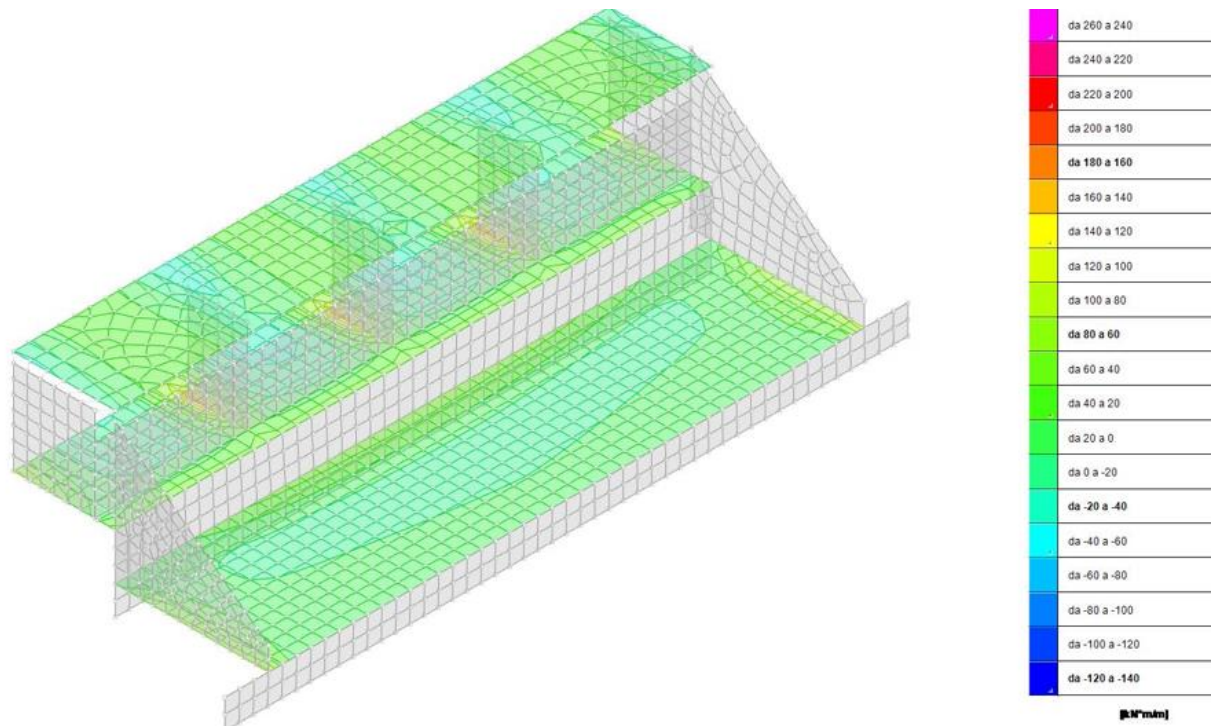


Figura 13 – Sollecitazioni gusci Mxx

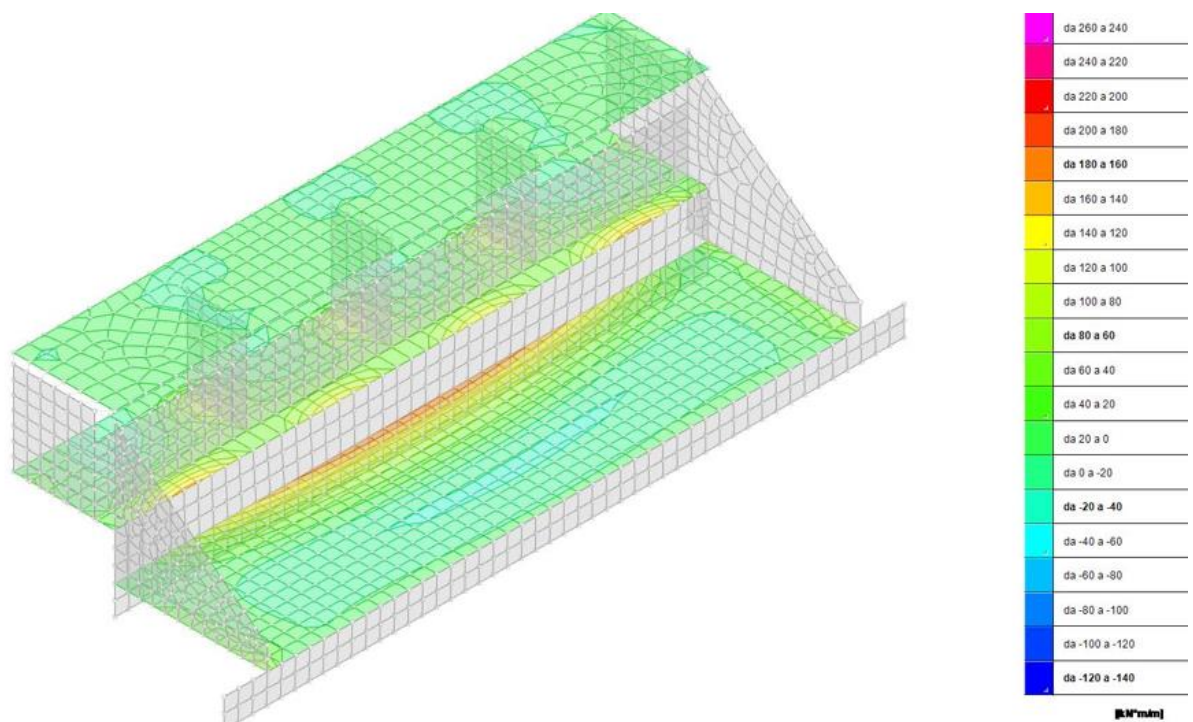


Figura 14 – Sollecitazioni gusci Myy

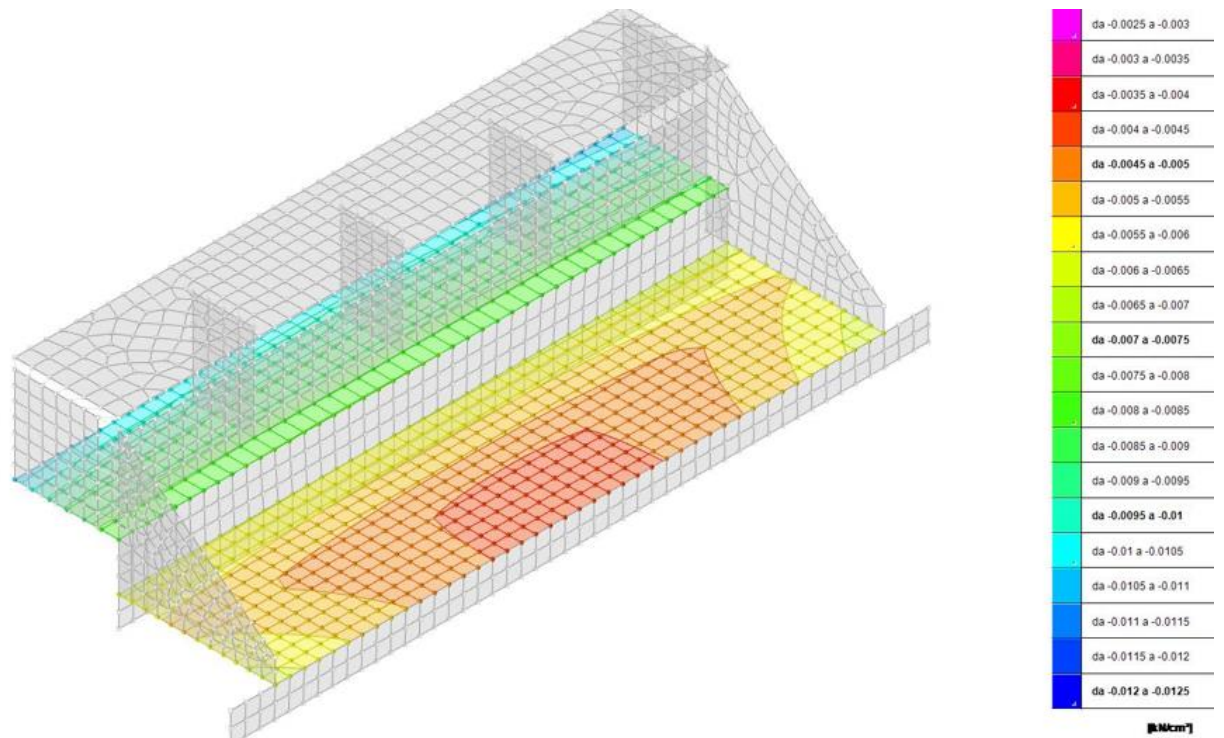


Figura 15 – Pressioni sul terreno

7.1.2. OPERA DI CONTROLLO

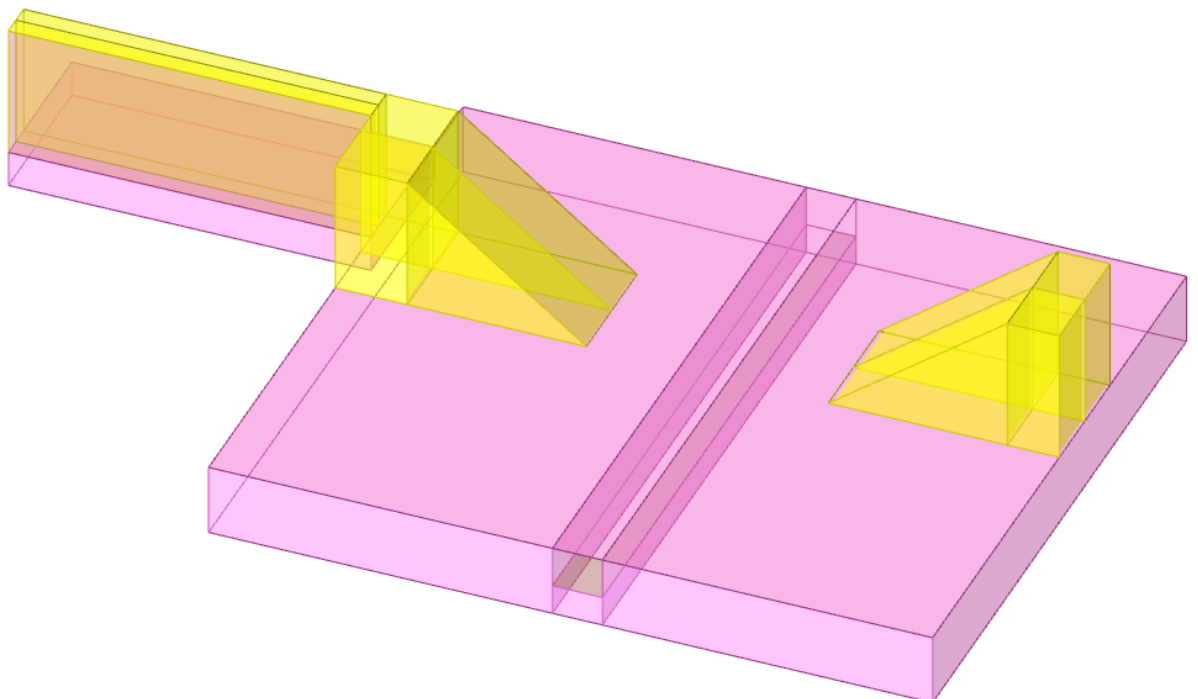


Figura 16 – Modello di calcolo

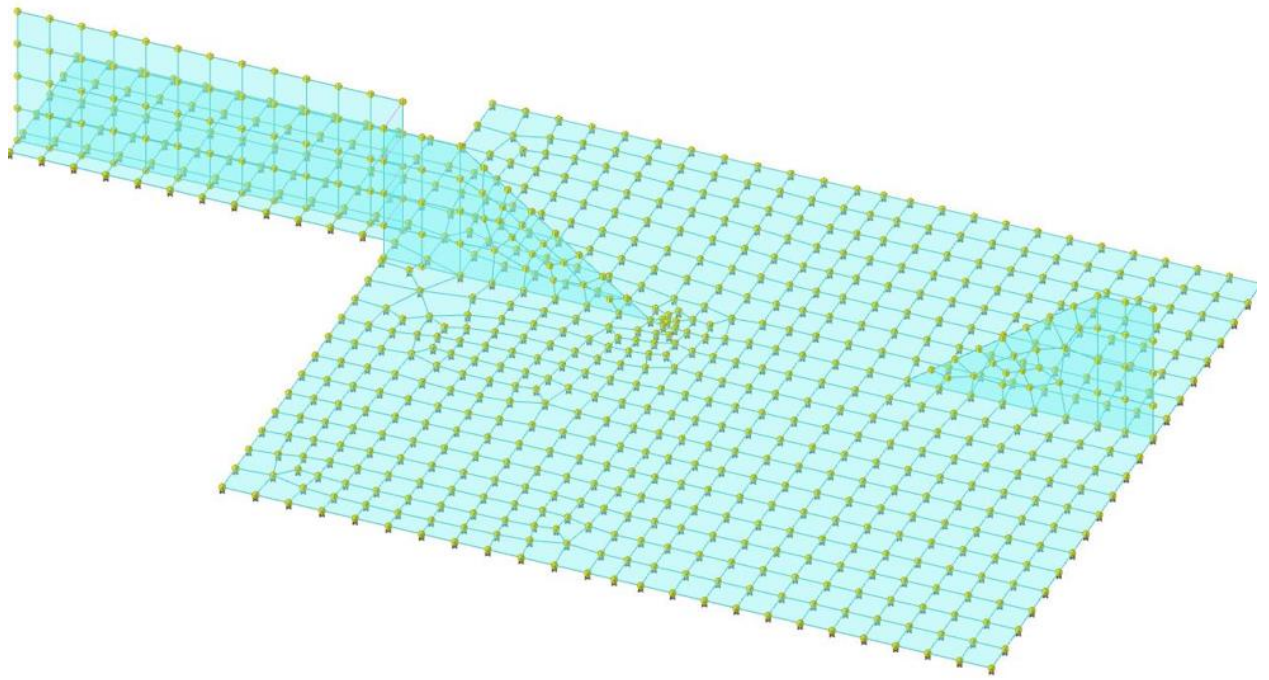


Figura 17 – Modello unifilare F.E.M.

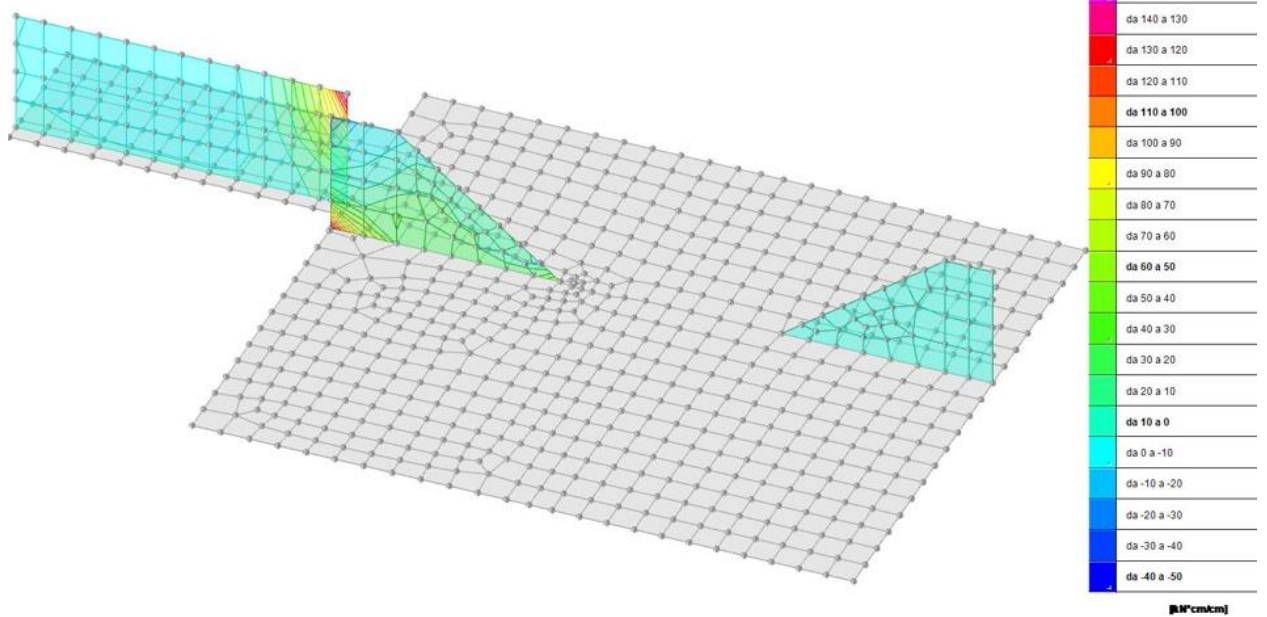


Figura 18 – Sollecitazioni gusci Moo

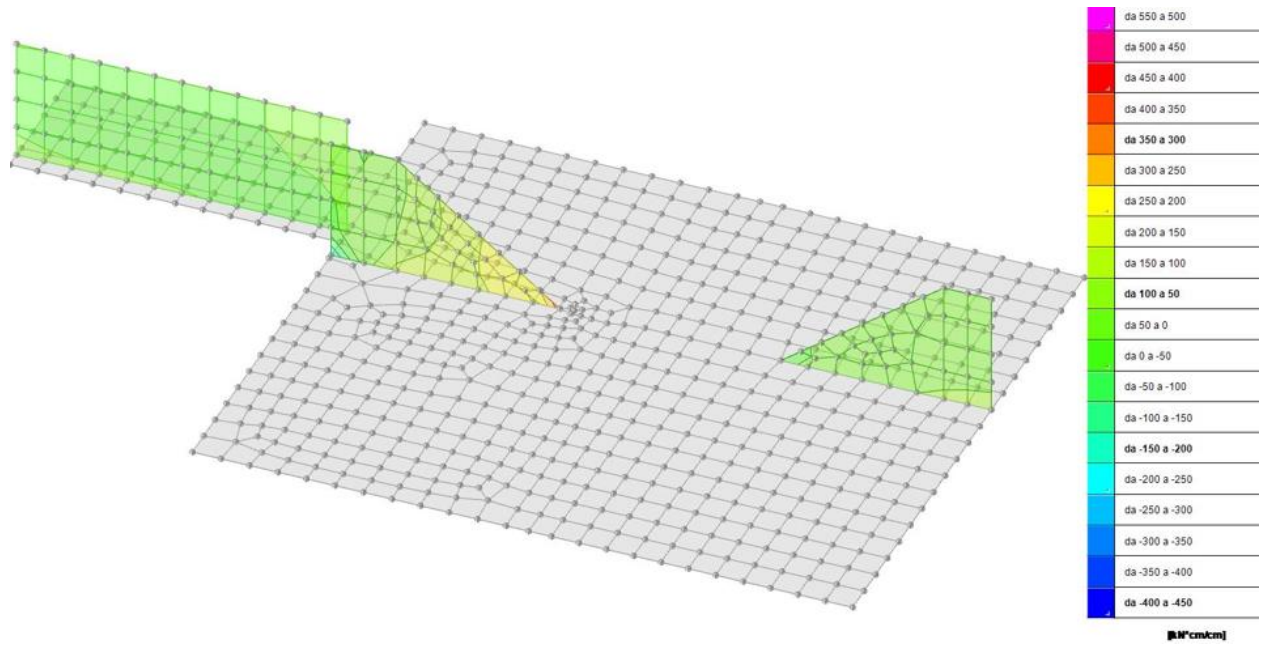


Figura 19 – Sollecitazioni gusci M_{zz}

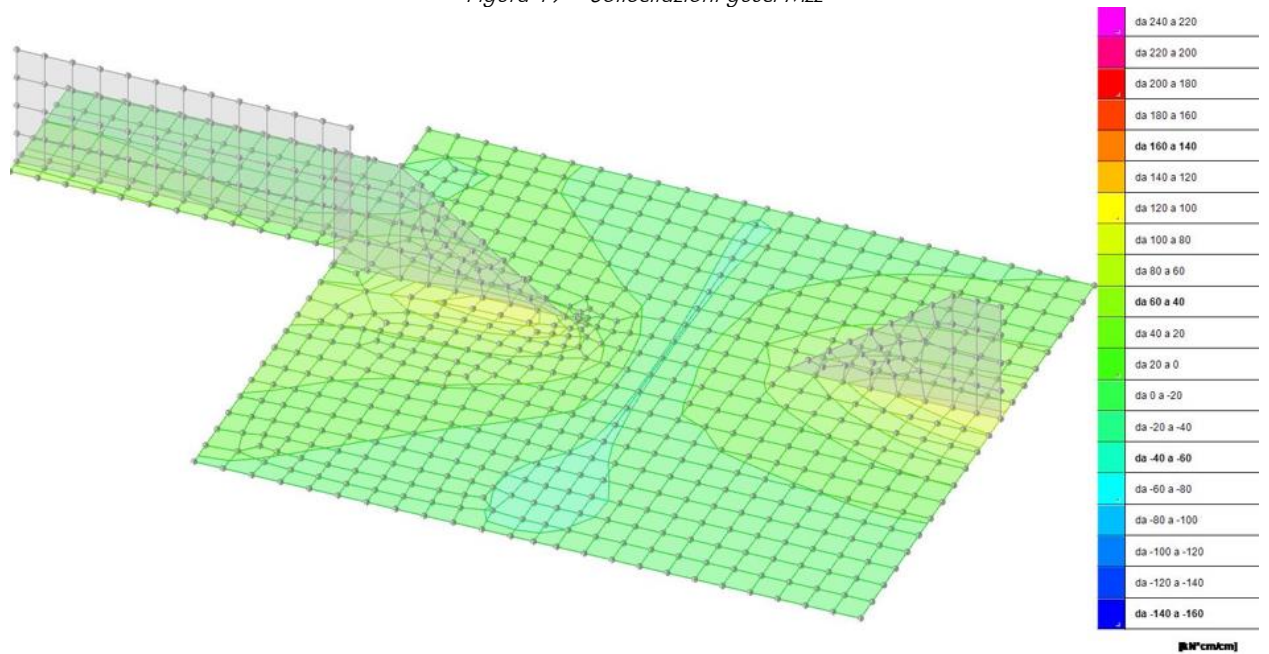


Figura 20 – Sollecitazioni gusci M_{xx}

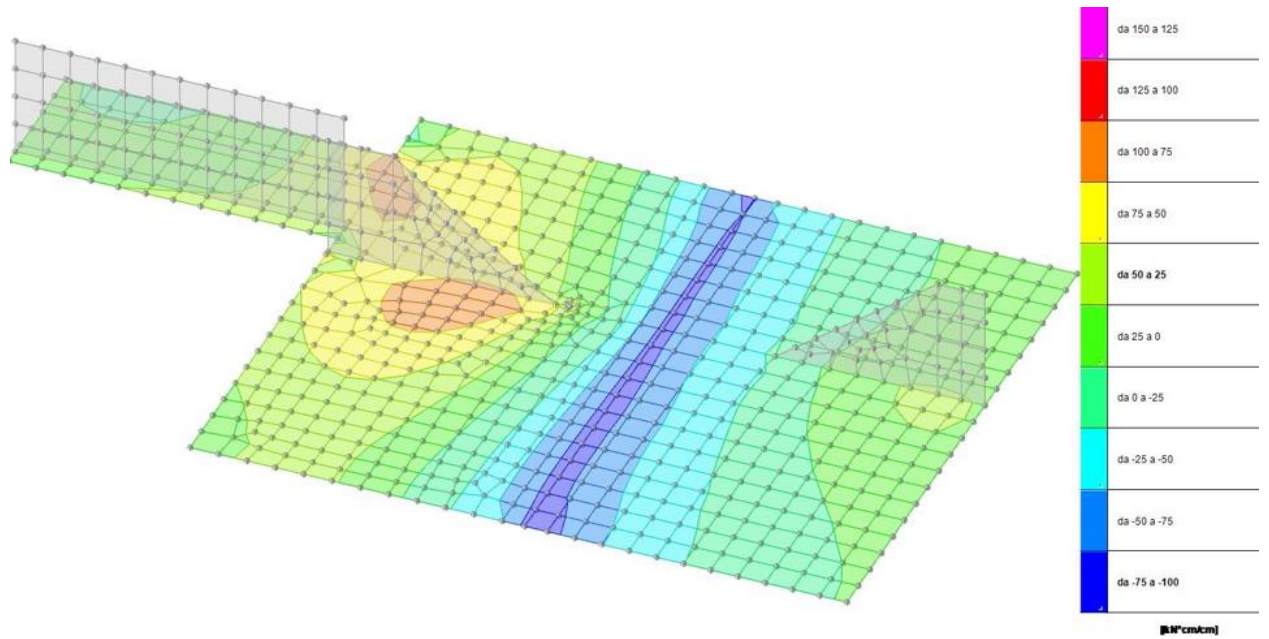


Figura 21 – Sollecitazioni gusci Myy

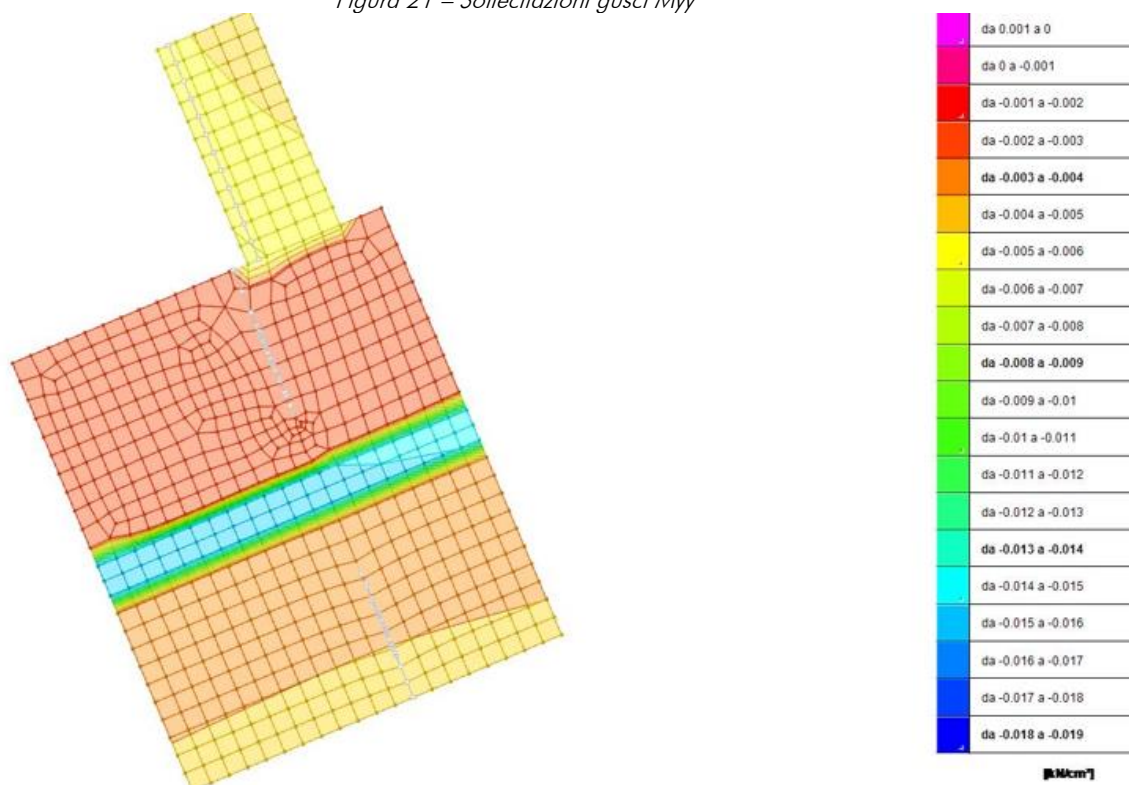


Figura 22 – Pressioni sul terreno

7.1.3. OPERA DI RESTITUZIONE

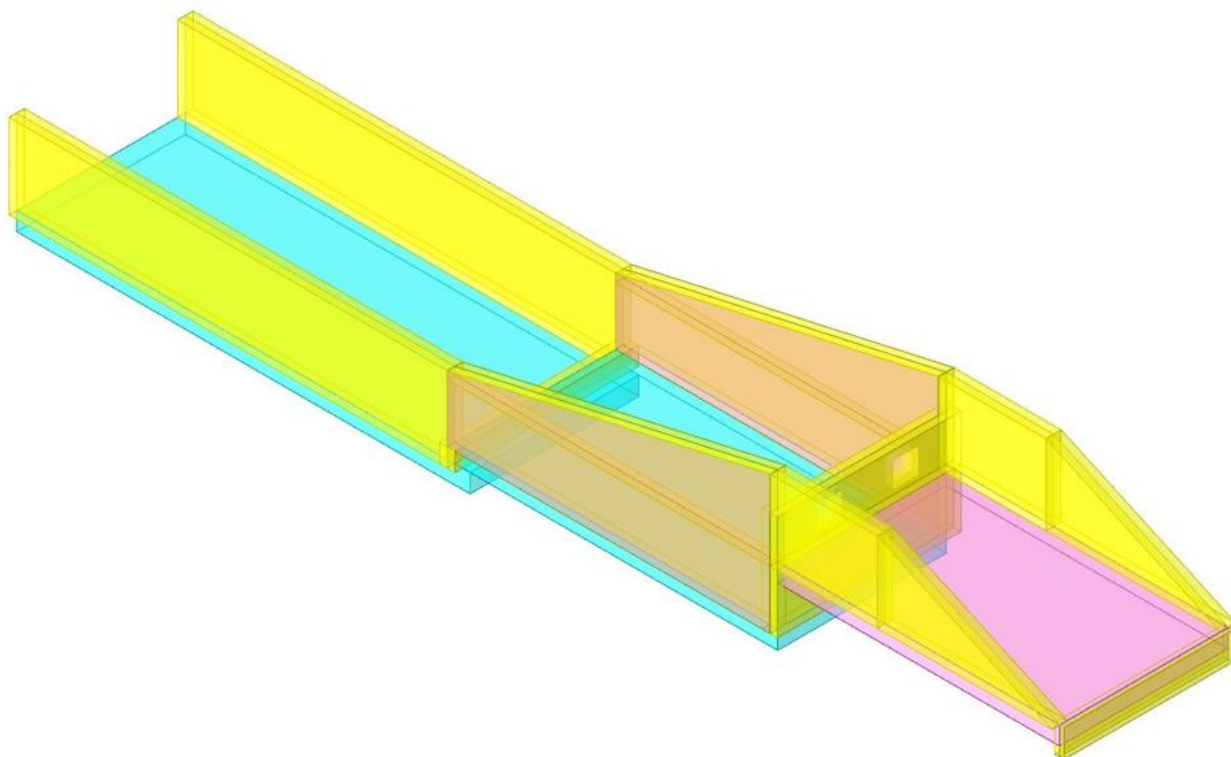


Figura 23 – Modello di calcolo

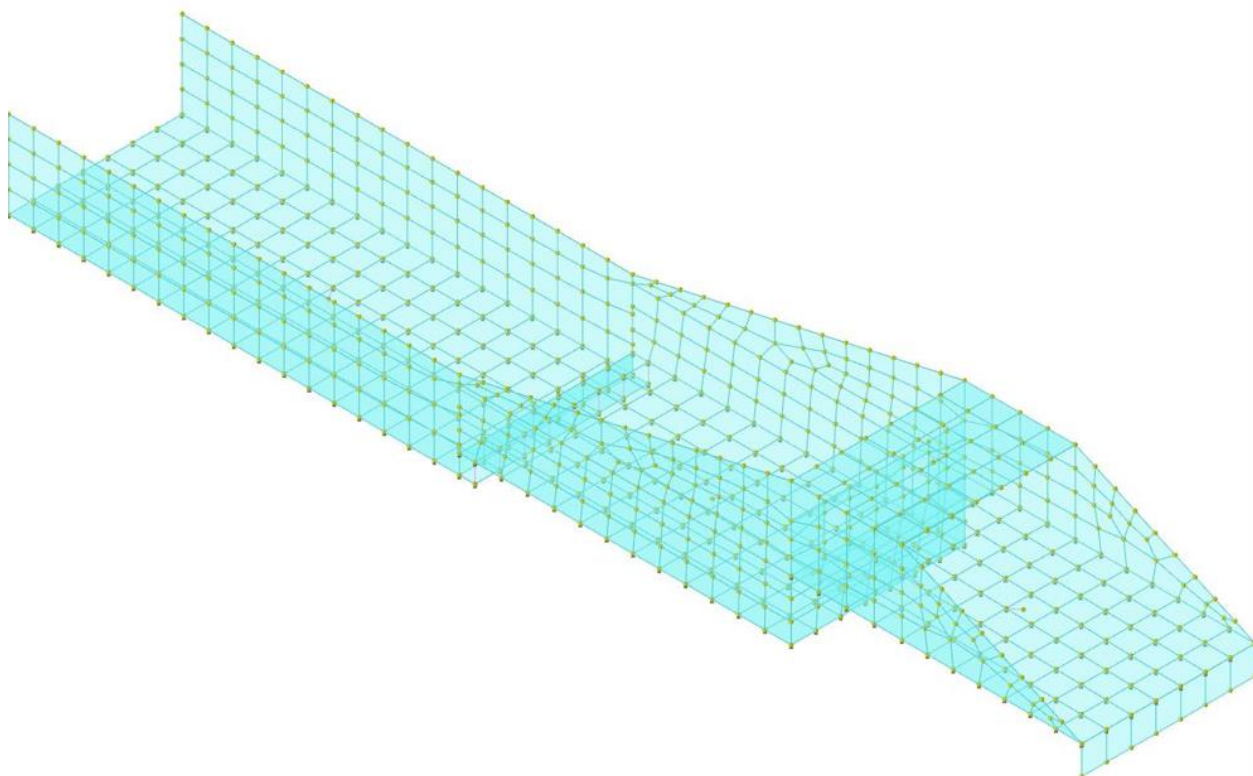


Figura 24 – Modello unifilare F.E.M.

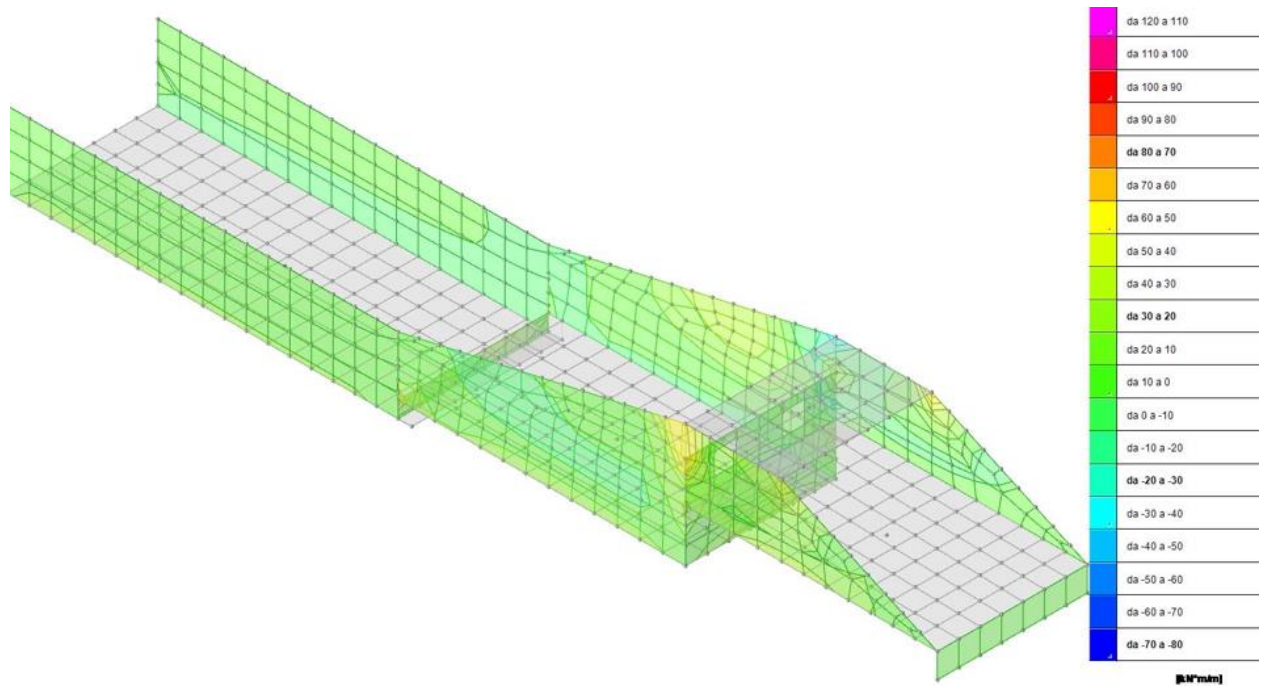


Figura 25 – Sollecitazioni gusci M_{xx}

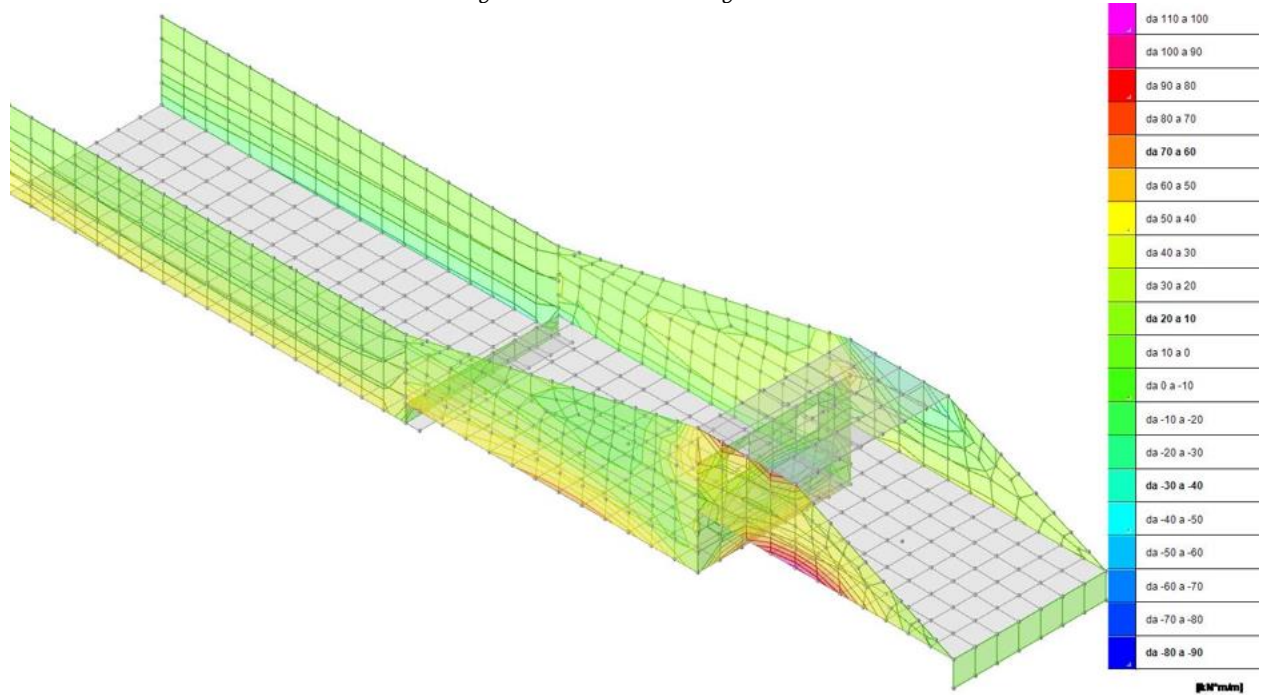


Figura 26 – Sollecitazioni gusci M_{zz}

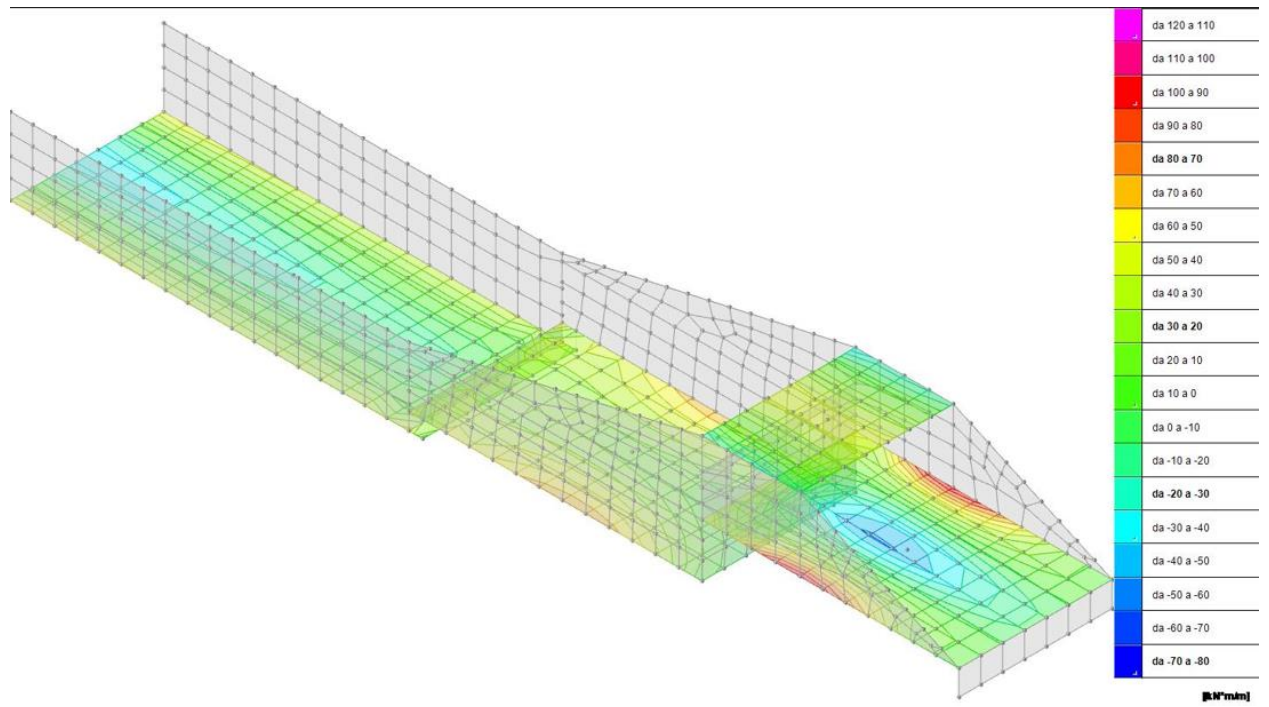


Figura 27 – Sollecitazioni gusci M_{xx}

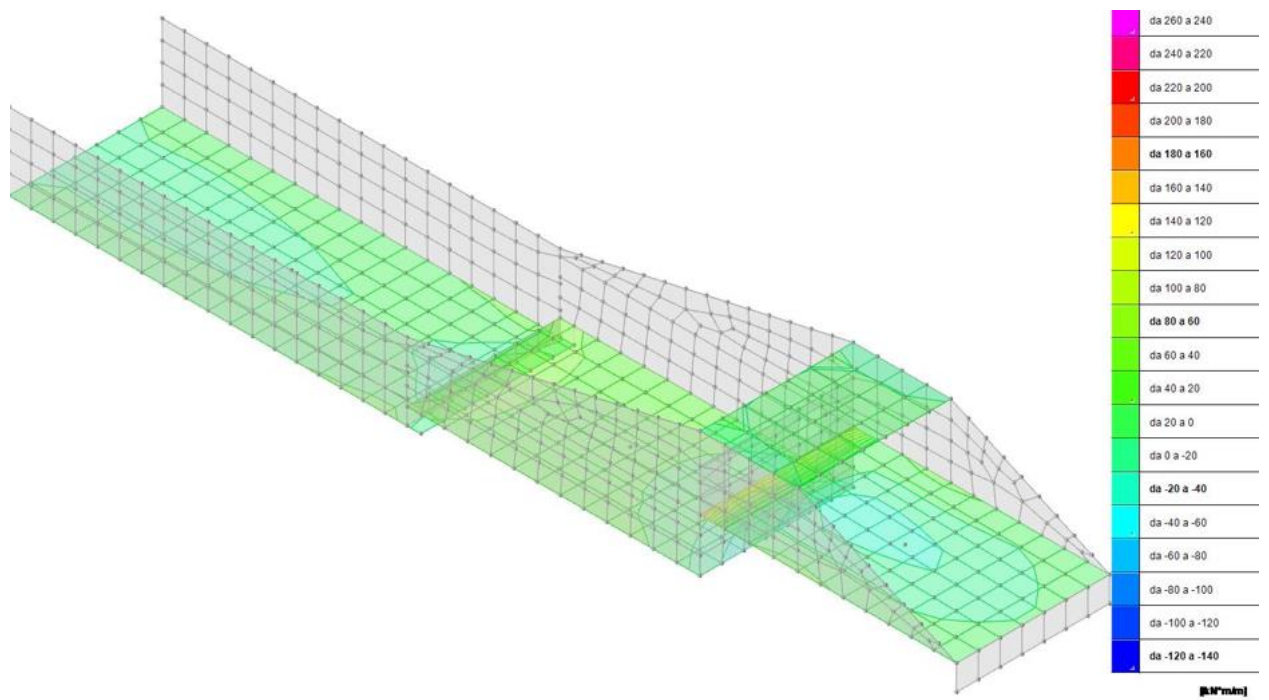


Figura 28 – Sollecitazioni gusci M_{yy}

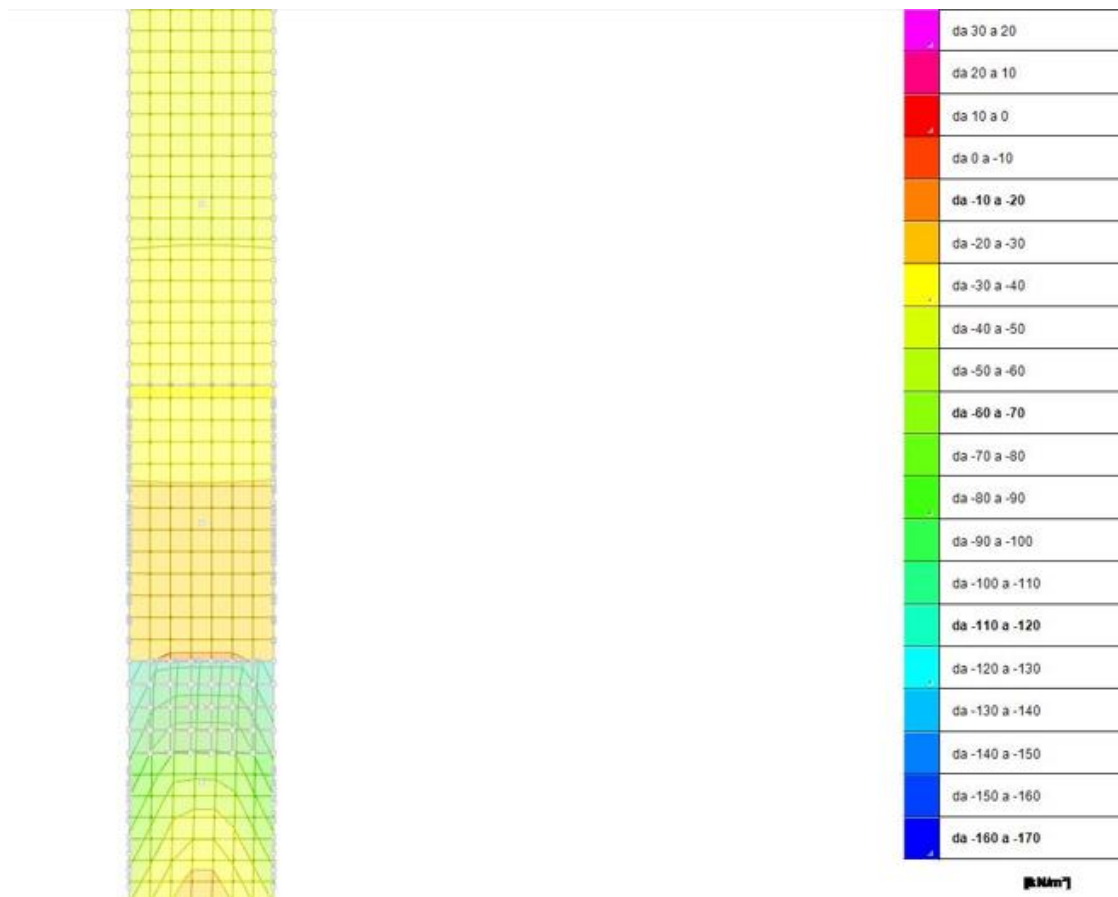


Figura 29 – Pressioni sul terreno

7.1.4. MURO TIPO A

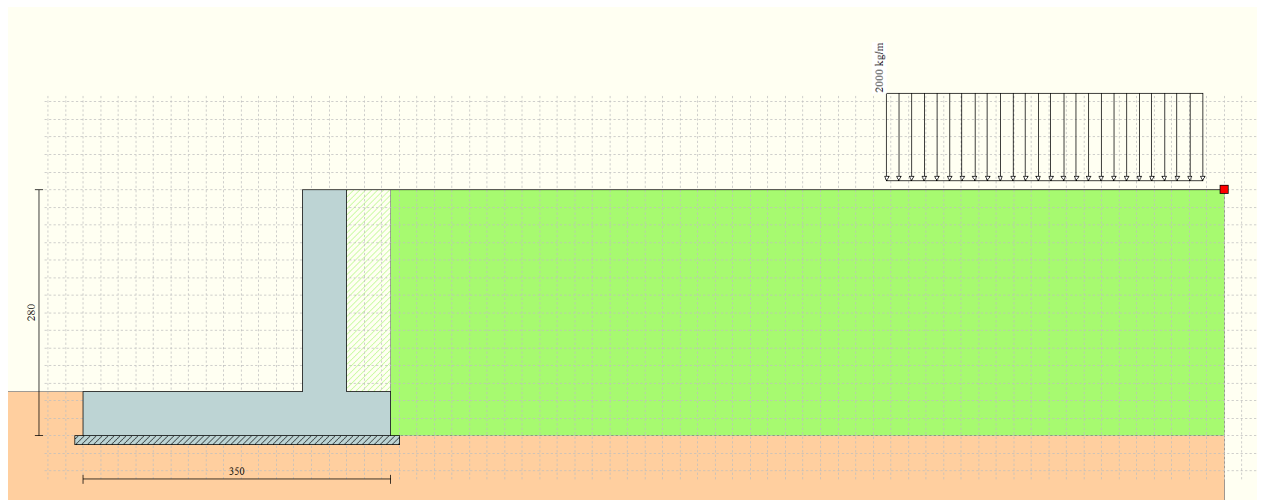


Figura 30 – Modello di calcolo

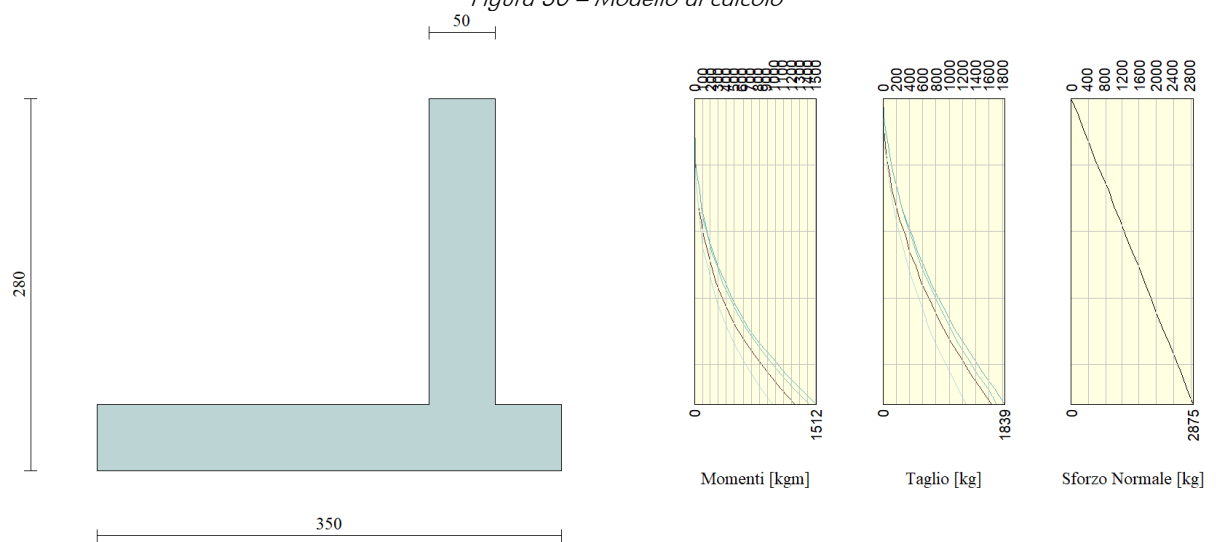


Figura 31 – Involuppo sollecitazioni per unità di lunghezza

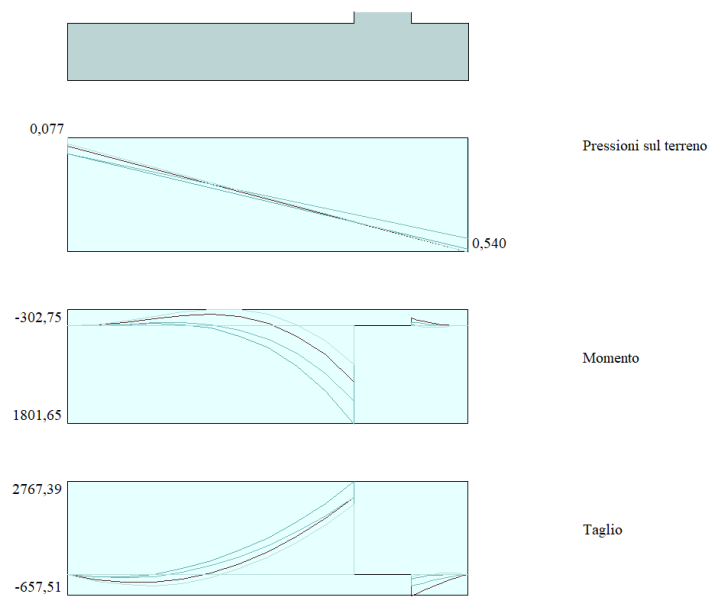


Figura 32 – Involuppo sollecitazioni fondazione

7.1.5. MURO TIPO B

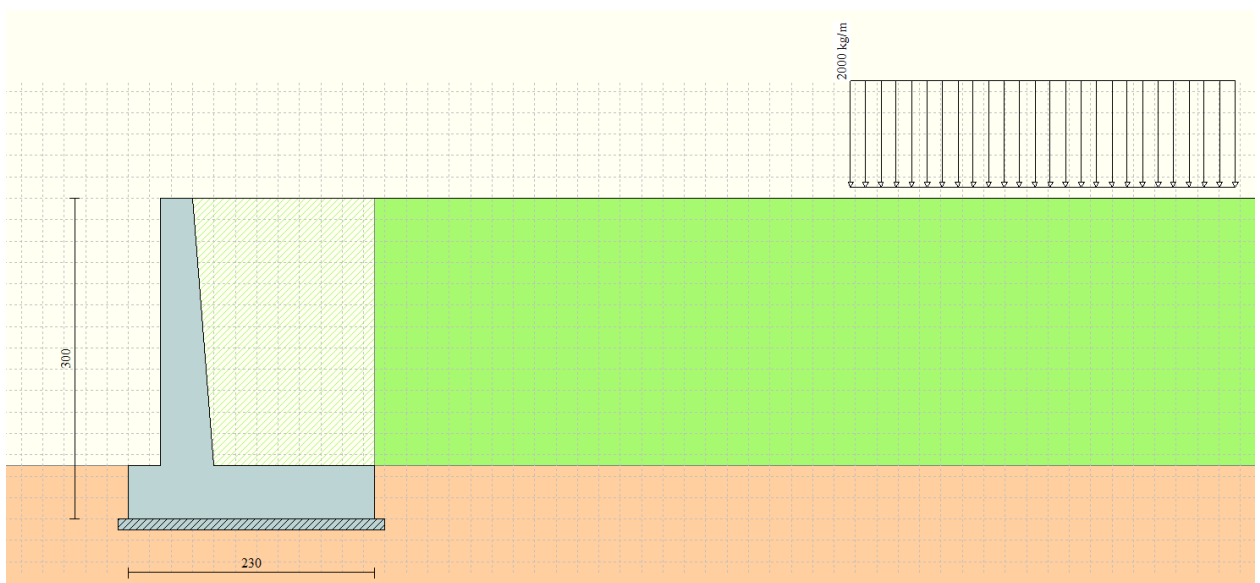


Figura 33 – Modello di calcolo

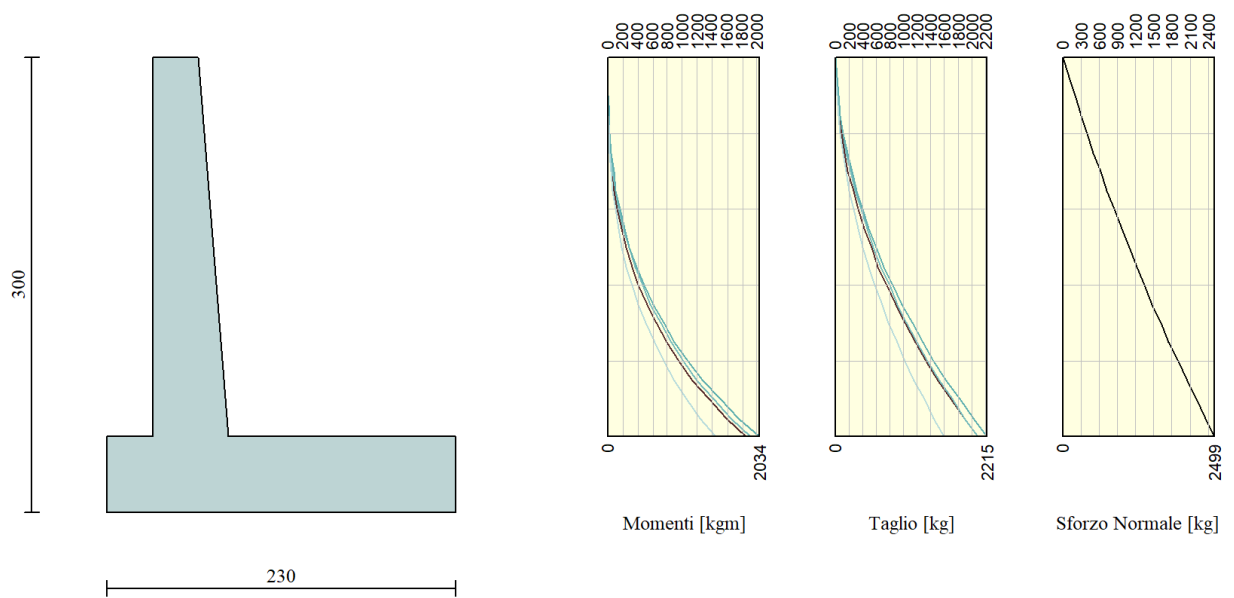


Figura 34 – Involuppo sollecitazioni paramento

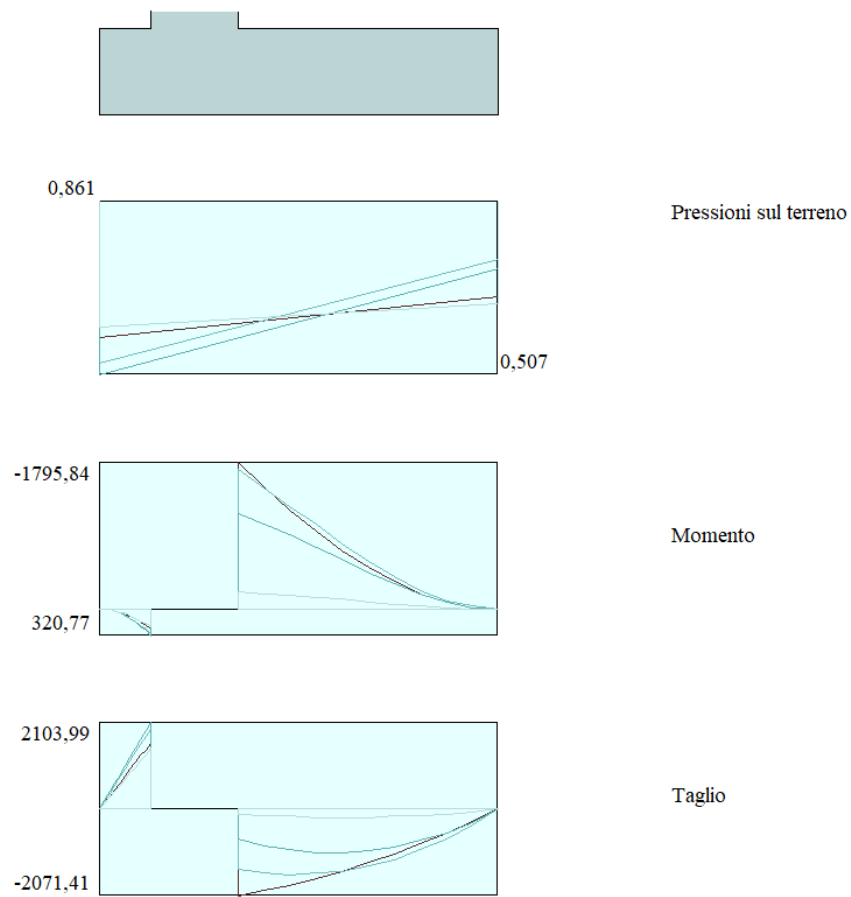


Figura 35 – Involuppo sollecitazioni fondazione

7.1.6. MURO TIPO C

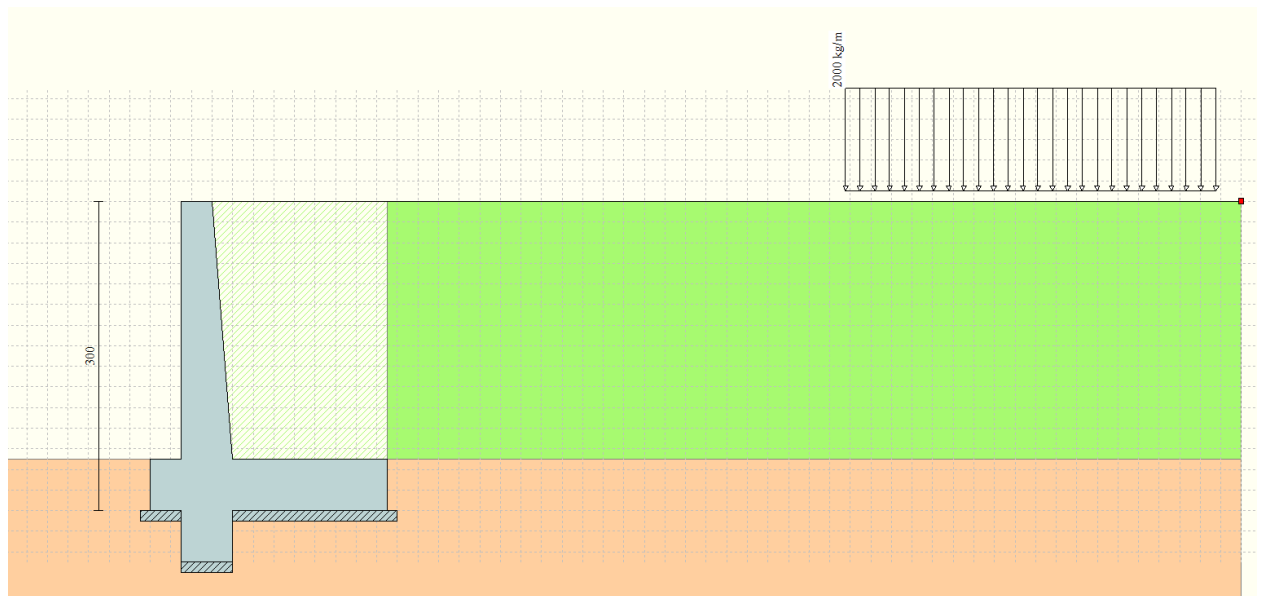


Figura 36 – Modello di calcolo

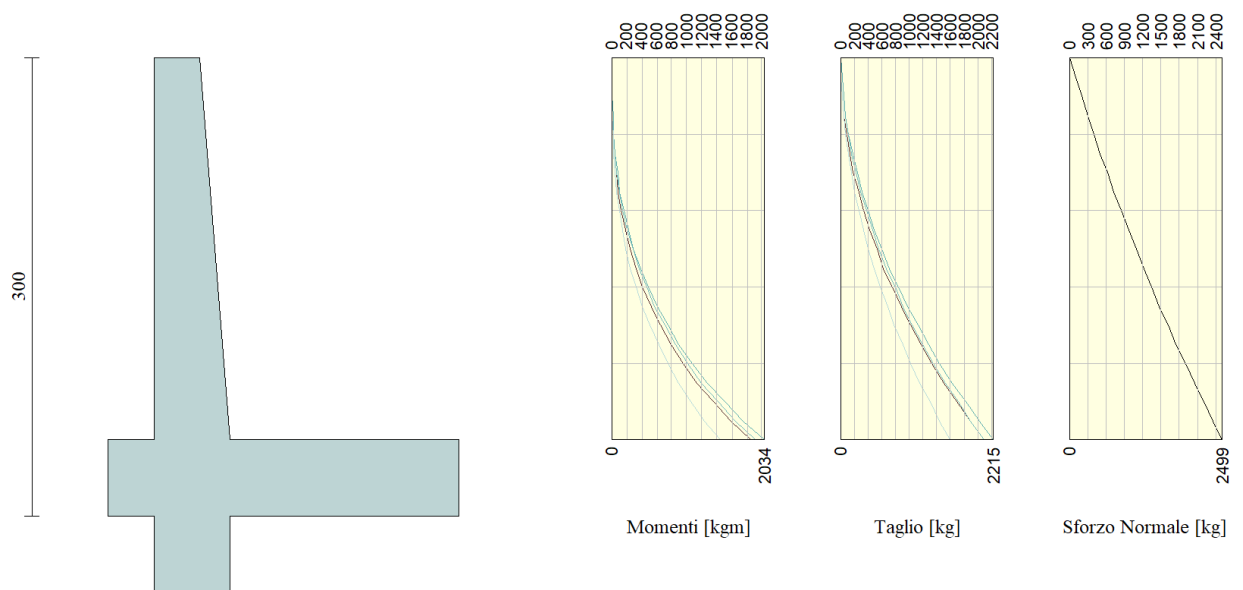
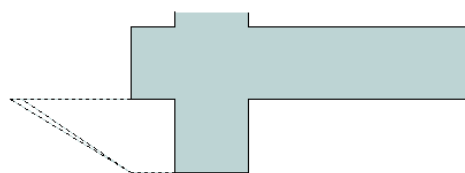
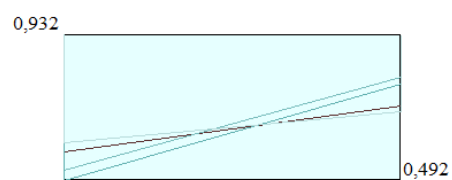


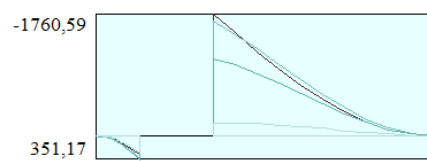
Figura 37 – Inviluppo sollecitazioni paramento



Pressioni sul terreno



Momento



Taglio

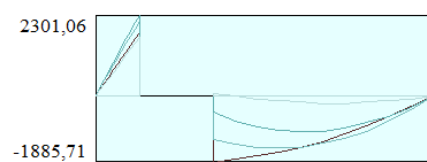


Figura 38 – Involuppo sollecitazioni fondazione

7.2. RISULTATI DEL CALCOLO

Come previsto dalle norme vigenti, tutte le opere ed i componenti strutturali sono state progettate in modo da garantire il raggiungimento del livello di sicurezza richiesto.

Le verifiche di resistenza e stabilità saranno condotte con il metodo semiprobabilistico agli stati limite mediante i post-processor dei software di calcolo utilizzati. Ciascuna verifica, per ogni Stato Limite quindi per il corrispettivo livello di azioni agenti, garantisce il raggiungimento di una data prestazione da parte delle costruzioni nel loro complesso.

In generale, le verifiche allo SLU riguardano:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Inoltre, in presenza di azioni sismiche vanno considerate le verifiche allo SLV (stato limite di salvaguardia della vita) che garantiscono:

- assenza di martellamento tra strutture contigue;
- resistenza delle strutture;
- assenza di collasso fragile di elementi non strutturali;
- resistenza del sistema fondazione terreno;
- stabilità dei muri di sostegno.

In generale, le verifiche allo SLE riguardano:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del cls) che possano ridurre la durabilità delle strutture, la loro efficienza o il loro aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso delle costruzioni, la loro efficienza e il loro aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso delle costruzioni;
- danni per fatica che possano compromettere la curabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Inoltre, in presenza di azioni sismiche verranno considerate le verifiche allo SLO (stato limite di operatività) con l'obiettivo di garantire la operatività delle opere in riferimento a:

- resistenza degli elementi strutturali;
- contenimento del danno degli elementi non strutturali;
- contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno.
- funzionalità degli impianti.

Di seguito si riportano le verifiche intese come sola esplicitazione dei fattori di sicurezza, rimandando al fascicolo di calcolo per l'esplicitazione delle verifiche estese in tutte le forme previste dalla norma.

7.2.1. OPERA DI PRESA

7.2.1.1. VERIFICHE PARETI C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio
Parete Fondazione - Testa Pilastro	1.32	5.666	1.32
Parete Fondazione - Testa Pilastro	1.474	6.278	1.474
Parete Fondazione - Testa Pilastro	1.298	5.641	1.298
Parete Fondazione - Estradosso sfioro	1.936	1.936	2.069
Parete Fondazione - Testa Pilastro	1.053	1.053	1.075
Parete Estradosso fondazione - Falda 1	1.118	1.118	1.52
Parete Fondazione - Testa Pilastro	1.072	1.422	1.072
Parete Estradosso fondazione - Falda 1	1.589	1.589	2.423
Parete Taglione monte - Fondazione	1.243	1.528	1.243
Parete Taglione monte - Estradosso fondazione	1.296	1.296	3.723

7.2.1.2. VERIFICHE PIASTRE C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

Verifica di scorrimento: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per scorrimento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento	Flessione piastre/platee
Piastra a "Estradosso soletta"	1.819			1.819
Platea a "Estradosso fondazione"	1.013	10.317	2.287	1.013
Platea a "Fondazione"	1.825	4.804	2.321	1.825

7.2.2. OPERA DI CONTROLLO

7.2.2.1. VERIFICHE PARETI C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio
Parete Livello 7 - Falda 2	1.688	1.688	5.169

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio
Parete Livello 7 - Falda 1	1.137	1.137	2.191
Parete Livello 7 - Livello 8	1.594	2.001	1.594

7.2.2.2. VERIFICHE PIASTRE C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

Verifica di scorrimento: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per scorrimento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento	Flessione piastre/platee
Platea a "Livello 7"	1.367	13.85	3.729	1.367
Platea a "Livello 7" _1	1.114	1.244	1.114	1.136

7.2.3. OPERA DI RESTITUZIONE

7.2.3.1. VERIFICHE PARETI C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio
Parete Fondazione - Falda 2	1.834	1.834	2.547
Parete Fondazione - Falda 2	1.913	1.913	2.546
Parete Estradosso fondazione 1 - Testa muro valle	1.365	1.365	4.041
Parete Estradosso fondazione 1 - Testa muro valle	1.365	1.365	4.019
Parete Fondazione - Taglione	22.406	22.406	65.273
Parete Estradosso fondazione 1 - Estradosso fondazione	3.15	4.752	3.15
Parete Estradosso fondazione - Falda 1	1.056	1.056	1.234
Parete Estradosso fondazione - Falda 1_1	1.101	1.101	1.161
Parete Estradosso fondazione - Estradosso sfioro	1.004	1.004	1.02
Parete Fondazione - Estradosso soletta	1.168	1.168	2.627
Parete Fondazione - Estradosso soletta	1.207	1.207	2.775

7.2.3.2. VERIFICHE PIASTRE C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

Verifica di scorrimento: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo

del coefficiente di sicurezza per scorrimento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento	Flessione piastre/platee
Platea a "Estradosso fondazione 1"	2.124	6.688	7.681	2.124
Platea a "Estradosso fondazione"	1.474	10.945	7.263	1.474
Platea a "Fondazione"	1.629	2.206	2.067	1.629
Piastra a "Estradosso soletta"	1.365			1.365

7.2.4. MURO TIPO A

7.2.4.1. INVILUPPO ARMATURE E TENSIONI NEI MATERIALI DEL MURO

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

H altezza della sezione espressa in [cm]

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

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]

M_u momento ultimo espresso in [kgm]

CS coefficiente sicurezza sezione

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
10,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	15997	--	--	--
20,11	100, 50	10,05	10,05	546103	-5993798,98	16016	--	--	--	--
30,23	100, 50	10,05	10,05	540293	-23841879,28	16036	--	--	--	--
40,34	100, 50	10,05	10,05	533206	-53281236,42	16056	--	--	--	--
50,46	100, 50	10,05	10,05	524947	-9380912,95	16076	--	--	--	--
60,57	100, 50	10,05	10,05	515631	-14478717,40	16096	--	--	--	--
70,69	100, 50	10,05	10,05	481864	-20543558,68	16116	--	--	--	--
80,80	100, 50	10,05	10,05	441049	-27486438,31	16135	--	--	--	--
90,92	100, 50	10,05	10,05	398886	-33550346,86	16155	--	--	--	--
101,03	100, 50	10,05	10,05	357572	-38941276,38	16175	--	--	--	--
111,15	100, 50	10,05	10,05	318837	-43560221,80	16195	--	--	--	--
121,26	100, 50	10,05	10,05	281197	-47306177,83	16215	--	--	--	--
131,38	100, 50	10,05	10,05	240039	-50233139,15	16235	--	--	--	--
141,49	100, 50	10,05	10,05	199858	-49209106,95	16254	--	--	--	--
151,61	100, 50	10,05	10,05	164266	-4597381,62	16274	--	--	--	--
161,72	100, 50	10,05	10,05	134379	-4241362,32	16294	--	--	--	--
171,84	100, 50	10,05	10,05	110768	-3915448,16	16314	--	--	--	--
181,95	100, 50	10,05	10,05	90275	-3551736,94	16334	--	--	--	--
192,07	100, 50	10,05	10,05	75484	-3287329,17	16354	--	--	--	--
202,18	100, 50	10,05	10,05	63582	-3049723,28	16374	--	--	--	--
212,30	100, 50	10,05	10,05	54447	-2863318,94	16393	--	--	--	--

Inviluppo SLE

Nr. Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
10,00	100, 50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00
20,11	100, 50	10,05	10,05	0,03	0,00	-0,40	-0,41
30,23	100, 50	10,05	10,05	0,06	0,00	-0,79	-0,84
40,34	100, 50	10,05	10,05	0,09	0,01	-1,13	-1,31
50,46	100, 50	10,05	10,05	0,12	0,01	-1,42	-1,83
60,57	100, 50	10,05	10,05	0,17	0,02	-1,63	-2,44
70,69	100, 50	10,05	10,05	0,22	0,03	-1,74	-3,14
80,80	100, 50	10,05	10,05	0,28	0,04	-1,74	-3,95
90,92	100, 50	10,05	10,05	0,35	0,05	-1,60	-4,91
101,03	100, 50	10,05	10,05	0,43	0,07	-1,31	-6,01
111,15	100, 50	10,05	10,05	0,53	0,08	-0,84	-7,30
121,26	100, 50	10,05	10,05	0,64	0,10	-0,10	-8,80
131,38	100, 50	10,05	10,05	0,79	0,12	1,32	-10,68
141,49	100, 50	10,05	10,05	0,98	0,14	3,88	-13,04
151,61	100, 50	10,05	10,05	1,22	0,16	8,25	-15,99
161,72	100, 50	10,05	10,05	1,53	0,18	15,14	-19,58
171,84	100, 50	10,05	10,05	1,89	0,21	25,09	-23,76
181,95	100, 50	10,05	10,05	2,32	0,23	38,40	-28,49
192,07	100, 50	10,05	10,05	2,81	0,26	55,15	-33,72
202,18	100, 50	10,05	10,05	3,36	0,29	75,41	-39,43
212,30	100, 50	10,05	10,05	3,96	0,32	99,21	-45,63

7.2.4.2. INVILUPPO ARMATURE E TENSIONI NEI MATERIALI DELLA FONDAZIONE

Simbologia adottata

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]

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

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cm²]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cm²]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]

M_u momento ultimo espresso in [kgm]

CS coefficiente sicurezza sezione

VR_{cd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]

VR_{sd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]

VR_d Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr. Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
10,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	15997	--	--
20,25	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	755,46	15997	--	--
30,50	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	224,81	15997	--	--

40,75	100,50	10,05	10,05	0	-17526	123,40	15997	--	--
51,00	100,50	10,05	10,05	0	-17526	90,74	15997	--	--
61,25	100,50	10,05	10,05	0	-17526	83,83	15997	--	--
71,50	100,50	10,05	10,05	0	-17526	102,37	15997	--	--
81,75	100,50	10,05	10,05	0	-17526	44,32	15997	--	--
92,00	100,50	10,05	10,05	0	17526	24,05	15997	--	--
102,25	100,50	10,05	10,05	0	17526	14,72	15997	--	--
112,50	100,50	10,05	10,05	0	17526	9,73	15997	--	--

Inviluppo SLE

Nr. X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
120,00	100,50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00
130,25	100,50	10,05	10,05	0,11	-0,05	-0,99	6,39
140,50	100,50	10,05	10,05	0,39	-0,08	-3,41	22,01
150,75	100,50	10,05	10,05	0,73	-0,09	-6,42	41,48
161,00	100,50	10,05	10,05	1,05	-0,07	-9,20	59,46
171,25	100,50	10,05	10,05	1,25	-0,03	-10,92	70,58
181,50	100,50	10,05	10,05	1,23	0,04	-10,75	69,49
191,75	100,50	10,05	10,05	0,90	0,13	-7,87	50,83
202,00	100,50	10,05	10,05	0,16	0,24	-1,43	9,25
212,25	100,50	10,05	10,05	1,07	0,38	60,62	-9,38
222,50	100,50	10,05	10,05	2,90	0,54	164,13	-25,40

Fondazione di monte

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

Inviluppo SLU

Nr. Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
10,00	100,50	10,05	10,05	0	0	1000,00	15997	--	--
20,05	100,50	10,05	10,05	0	-17526	14267,88	15997	--	--
30,10	100,50	10,05	10,05	0	-17526	3482,83	15997	--	--
40,15	100,50	10,05	10,05	0	-17526	1512,26	15997	--	--
50,20	100,50	10,05	10,05	0	-17526	831,48	15997	--	--
60,25	100,50	10,05	10,05	0	-17526	520,43	15997	--	--
70,30	100,50	10,05	10,05	0	-17526	353,62	15997	--	--
80,35	100,50	10,05	10,05	0	-17526	254,32	15997	--	--
90,40	100,50	10,05	10,05	0	-17526	190,69	15997	--	--
100,45	100,50	10,05	10,05	0	-17526	147,62	15997	--	--
110,50	100,50	10,05	10,05	0	-17526	117,20	15997	--	--

Inviluppo SLE

Nr. X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
120,00	100,50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00
130,05	100,50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,06	-0,01
140,10	100,50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,22	-0,03
150,15	100,50	10,05	10,05	0,01	0,00	0,43	-0,07
160,20	100,50	10,05	10,05	0,01	0,00	0,65	-0,10
170,25	100,50	10,05	10,05	0,01	0,00	0,84	-0,13
180,30	100,50	10,05	10,05	0,02	0,00	0,95	-0,15
190,35	100,50	10,05	10,05	0,02	0,00	0,94	-0,15
200,40	100,50	10,05	10,05	0,01	-0,01	0,77	-0,12
210,45	100,50	10,05	10,05	0,01	-0,01	0,39	-0,06
220,50	100,50	10,05	10,05	0,00	-0,02	-0,04	0,23

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

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

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1,35	--	4,51	--
2	EQU - [1]	--	--	11,07	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,15
4	A1-M1 - [2]	--	1,35	--	4,51	--
5	EQU - [2]	--	--	11,07	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	1,15
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,07	--	3,44	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,03	--	3,60	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	7,27	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5,02	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,24
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,22
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,07	--	3,44	--
14	SLEQ - [1]	--	1,73	--	5,65	--
15	SLEF - [1]	--	1,73	--	5,65	--
16	SLER - [1]	--	1,73	--	5,65	--

7.2.5. MURO TIPO B

7.2.5.1. INVILUPPO ARMATURE E TENSIONI NEI MATERIALI DEL MURO

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

H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cm ²]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cm ²]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cm ²]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cm ²]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR_{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR_{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VR_d	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
10,00	100, 30	10,05	10,05	0	0	1000,00	11963	--	--	--
20,13	100, 31	10,05	10,05	363299	-175438	11,80	12174	--	--	--
30,25	100, 32	10,05	10,05	361683	-514918	66,88	12381	--	--	--
40,38	100, 33	10,05	10,05	342209	-100641	158,92	12586	--	--	--
50,50	100, 34	10,05	10,05	304214	-15634	760,64	12789	--	--	--
60,63	100, 35	10,05	10,05	266582	-20700	525,05	12990	--	--	--
70,75	100, 36	10,05	10,05	232614	-25215	376,01	13189	--	--	--
80,88	100, 37	10,05	10,05	203184	-29032	277,33	13386	--	--	--
91,00	100, 38	10,05	10,05	167633	-31532	197,26	13581	--	--	--

101,13	100, 39	10,05	10,05	135757	-30756	139,95	13775	--	--
111,25	100, 40	10,05	10,05	109920	-29442	100,53	13967	--	--
121,38	100, 41	10,05	10,05	90080	-28094	73,84	14157	--	--
131,50	100, 42	10,05	10,05	73943	-26510	54,79	14346	--	--
141,63	100, 43	10,05	10,05	62502	-25480	42,17	14534	--	--
151,75	100, 44	10,05	10,05	53545	-24588	33,09	14735	--	--
161,88	100, 45	10,05	10,05	46805	-24014	26,64	15004	--	--
172,00	100, 46	20,11	20,11	80575	-45859	42,43	18944	--	--
182,13	100, 47	10,05	10,05	37373	-23446	18,28	15541	--	--
192,25	100, 48	10,05	10,05	33957	-23349	15,49	15808	--	--
202,38	100, 49	10,05	10,05	31121	-23336	13,28	16075	--	--
212,50	100, 50	10,05	10,05	28734	-23388	11,50	16341	--	--

Inviluppo SLE

Nr. Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
10,00	100, 30	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00
20,13	100, 31	10,05	10,05	0,03	0,00	-0,40	-0,44
30,25	100, 32	10,05	10,05	0,07	0,01	-0,70	-0,96
40,38	100, 33	10,05	10,05	0,11	0,01	-0,87	-1,59
50,50	100, 34	10,05	10,05	0,17	0,03	-0,87	-2,37
60,63	100, 35	10,05	10,05	0,25	0,04	-0,67	-3,33
70,75	100, 36	10,05	10,05	0,34	0,05	-0,23	-4,50
80,88	100, 37	10,05	10,05	0,47	0,07	0,89	-6,03
91,00	100, 38	10,05	10,05	0,63	0,09	3,27	-8,01
101,13	100, 39	10,05	10,05	0,85	0,11	7,57	-10,49
111,25	100, 40	10,05	10,05	1,13	0,13	14,21	-13,44
121,38	100, 41	10,05	10,05	1,44	0,15	23,38	-16,80
131,50	100, 42	10,05	10,05	1,81	0,18	35,10	-20,55
141,63	100, 43	10,05	10,05	2,21	0,20	49,38	-24,68
151,75	100, 44	10,05	10,05	2,65	0,23	66,25	-29,18
161,88	100, 45	10,05	10,05	3,13	0,26	85,73	-34,07
172,00	100, 46	20,11	20,11	2,75	0,29	57,34	-31,82
182,13	100, 47	10,05	10,05	4,22	0,32	132,66	-45,01
192,25	100, 48	10,05	10,05	4,81	0,35	160,19	-51,07
202,38	100, 49	10,05	10,05	5,45	0,38	190,48	-57,53
212,50	100, 50	10,05	10,05	6,12	0,41	223,55	-64,39

7.2.5.2. INVILUPPO ARMATURE E TENSIONI NEI MATERIALI DELLA FONDAZIONE

Simbologia adottata

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]

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

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cm²]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cm²]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]

M_u momento ultimo espresso in [kgm]

CS coefficiente sicurezza sezione

VR_{cd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]

VR_{sd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]

VR_d Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
10,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	15997	--	--	--
20,03	100, 50	10,05	10,05	0	17526	5309,66	15997	--	--	--
30,06	100, 50	10,05	10,05	0	17526	1331,59	15997	--	--	--
40,09	100, 50	10,05	10,05	0	17526	593,68	15997	--	--	--
50,12	100, 50	10,05	10,05	0	17526	335,00	15997	--	--	--
60,15	100, 50	10,05	10,05	0	17526	215,08	15997	--	--	--
70,18	100, 50	10,05	10,05	0	17526	149,84	15997	--	--	--
80,21	100, 50	10,05	10,05	0	17526	110,44	15997	--	--	--
90,24	100, 50	10,05	10,05	0	17526	84,82	15997	--	--	--
100,27	100, 50	10,05	10,05	0	17526	67,24	15997	--	--	--
110,30	100, 50	10,05	10,05	0	17526	54,64	15997	--	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
120,00	100, 50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
130,03	100, 50	10,05	10,05	0,01	0,04	0,52	-0,08	-0,08
140,06	100, 50	10,05	10,05	0,04	0,08	2,07	-0,32	-0,32
150,09	100, 50	10,05	10,05	0,08	0,11	4,66	-0,72	-0,72
160,12	100, 50	10,05	10,05	0,15	0,15	8,27	-1,28	-1,28
170,15	100, 50	10,05	10,05	0,23	0,19	12,92	-2,00	-2,00
180,18	100, 50	10,05	10,05	0,33	0,23	18,58	-2,88	-2,88
190,21	100, 50	10,05	10,05	0,45	0,26	25,27	-3,91	-3,91
200,24	100, 50	10,05	10,05	0,58	0,30	32,97	-5,10	-5,10
210,27	100, 50	10,05	10,05	0,74	0,34	41,68	-6,45	-6,45
220,30	100, 50	10,05	10,05	0,91	0,37	51,41	-7,96	-7,96

Fondazione di monte

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
10,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	15997	--	--	--
20,15	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	614,93	15997	--	--	--
30,30	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	160,90	15997	--	--	--
40,45	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	75,01	15997	--	--	--
50,60	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	44,36	15997	--	--	--
60,75	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	29,93	15997	--	--	--
70,90	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	21,97	15997	--	--	--
81,05	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	17,12	15997	--	--	--
91,20	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	13,96	15997	--	--	--
101,35	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	11,73	15997	--	--	--
111,50	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	9,76	15997	--	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
120,00	100, 50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
130,15	100, 50	10,05	10,05	0,02	-0,01	-0,16	1,06	
140,30	100, 50	10,05	10,05	0,07	-0,03	-0,61	3,97	
150,45	100, 50	10,05	10,05	0,15	-0,04	-1,29	8,36	
160,60	100, 50	10,05	10,05	0,24	-0,04	-2,14	13,83	
170,75	100, 50	10,05	10,05	0,35	-0,05	-3,10	20,01	
180,90	100, 50	10,05	10,05	0,47	-0,05	-4,10	26,50	
191,05	100, 50	10,05	10,05	0,58	-0,05	-5,09	32,92	
201,20	100, 50	10,05	10,05	0,69	-0,04	-6,02	38,88	
211,35	100, 50	10,05	10,05	0,78	-0,03	-6,81	44,00	
221,50	100, 50	10,05	10,05	0,85	-0,02	-7,41	47,90	

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

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

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,48	--	2,75	--
2	EQU - [1]	--	--	6,09	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,26
4	A1-M1 - [2]	--	1,48	--	2,75	--
5	EQU - [2]	--	--	6,09	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	1,26
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,14	--	1,86	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,10	--	1,93	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,43	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,81	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,35
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,33
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,14	--	1,86	--
14	SLEQ - [1]	--	1,88	--	3,43	--
15	SLEF - [1]	--	1,88	--	3,43	--
16	SLER - [1]	--	1,88	--	3,43	--

7.2.6. MURO TIPO C

7.2.6.1. INVILUPPO ARMATURE E TENSIONI NEI MATERIALI DEL MURO

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

H altezza della sezione espressa in [cm]

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

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cm²]

σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cm ²]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cm ²]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V_Rd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
10,00	100, 30	10,05	10,05	0	0	1000,00	11963	--	--	--
20,13	100, 31	10,05	10,05	363299	-1754	3811,80	12174	--	--	--
30,25	100, 32	10,05	10,05	361683	-5149	1866,88	12381	--	--	--
40,38	100, 33	10,05	10,05	342209	-10064	1158,92	12586	--	--	--
50,50	100, 34	10,05	10,05	304214	-15634	760,64	12789	--	--	--
60,63	100, 35	10,05	10,05	266582	-20700	525,05	12990	--	--	--
70,75	100, 36	10,05	10,05	232614	-25215	376,01	13189	--	--	--
80,88	100, 37	10,05	10,05	203184	-29032	277,33	13386	--	--	--
91,00	100, 38	10,05	10,05	167633	-31532	197,26	13581	--	--	--
101,13	100, 39	10,05	10,05	135757	-30756	139,95	13775	--	--	--
111,25	100, 40	10,05	10,05	109920	-29442	100,53	13967	--	--	--
121,38	100, 41	10,05	10,05	90080	-28094	73,84	14157	--	--	--
131,50	100, 42	10,05	10,05	73943	-26510	54,79	14346	--	--	--
141,63	100, 43	10,05	10,05	62502	-25480	42,17	14534	--	--	--
151,75	100, 44	10,05	10,05	53545	-24588	33,09	14735	--	--	--
161,88	100, 45	10,05	10,05	46805	-24014	26,64	15004	--	--	--
172,00	100, 46	20,11	20,11	80575	-45859	42,43	18944	--	--	--
182,13	100, 47	10,05	10,05	37373	-23446	18,28	15541	--	--	--
192,25	100, 48	10,05	10,05	33957	-23349	15,49	15808	--	--	--
202,38	100, 49	10,05	10,05	31121	-23336	13,28	16075	--	--	--
212,50	100, 50	10,05	10,05	28734	-23388	11,50	16341	--	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
10,00	100, 30	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
20,13	100, 31	10,05	10,05	0,03	0,00	-0,40	-0,44	
30,25	100, 32	10,05	10,05	0,07	0,01	-0,70	-0,96	
40,38	100, 33	10,05	10,05	0,11	0,01	-0,87	-1,59	
50,50	100, 34	10,05	10,05	0,17	0,03	-0,87	-2,37	
60,63	100, 35	10,05	10,05	0,25	0,04	-0,67	-3,33	
70,75	100, 36	10,05	10,05	0,34	0,05	-0,23	-4,50	
80,88	100, 37	10,05	10,05	0,47	0,07	0,89	-6,03	
91,00	100, 38	10,05	10,05	0,63	0,09	3,27	-8,01	
101,13	100, 39	10,05	10,05	0,85	0,11	7,57	-10,49	
111,25	100, 40	10,05	10,05	1,13	0,13	14,21	-13,44	
121,38	100, 41	10,05	10,05	1,44	0,15	23,38	-16,80	
131,50	100, 42	10,05	10,05	1,81	0,18	35,10	-20,55	
141,63	100, 43	10,05	10,05	2,21	0,20	49,38	-24,68	
151,75	100, 44	10,05	10,05	2,65	0,23	66,25	-29,18	
161,88	100, 45	10,05	10,05	3,13	0,26	85,73	-34,07	

172,00	100,46	20,11	20,11	2,75	0,29	57,34	-31,82
182,13	100,47	10,05	10,05	4,22	0,32	132,66	-45,01
192,25	100,48	10,05	10,05	4,81	0,35	160,19	-51,07
202,38	100,49	10,05	10,05	5,45	0,38	190,48	-57,53
212,50	100,50	10,05	10,05	6,12	0,41	223,55	-64,39

7.2.6.2. INVILUPPO ARMATURE E TENSIONI NEI MATERIALI DELLA FONDAZIONE

Simbologia adottata

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]

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

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]

M_u momento ultimo espresso in [kgm]

CS coefficiente sicurezza sezione

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
10,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	15997	--	--	--
20,03	100, 50	10,05	10,05	0	17526	4841,62	15997	--	--	--
30,06	100, 50	10,05	10,05	0	17526	1214,44	15997	--	--	--
40,09	100, 50	10,05	10,05	0	17526	541,55	15997	--	--	--
50,12	100, 50	10,05	10,05	0	17526	305,65	15997	--	--	--
60,15	100, 50	10,05	10,05	0	17526	196,27	15997	--	--	--
70,18	100, 50	10,05	10,05	0	17526	136,76	15997	--	--	--
80,21	100, 50	10,05	10,05	0	17526	100,82	15997	--	--	--
90,24	100, 50	10,05	10,05	0	17526	77,45	15997	--	--	--
100,27	100, 50	10,05	10,05	0	17526	61,40	15997	--	--	--
110,30	100, 50	10,05	10,05	0	17526	49,91	15997	--	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
120,00	100, 50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
130,03	100, 50	10,05	10,05	0,01	0,04	0,59	-0,09	
140,06	100, 50	10,05	10,05	0,04	0,09	2,36	-0,37	
150,09	100, 50	10,05	10,05	0,09	0,13	5,31	-0,82	
160,12	100, 50	10,05	10,05	0,17	0,17	9,42	-1,46	
170,15	100, 50	10,05	10,05	0,26	0,21	14,70	-2,27	
180,18	100, 50	10,05	10,05	0,37	0,26	21,13	-3,27	
190,21	100, 50	10,05	10,05	0,51	0,30	28,72	-4,44	
200,24	100, 50	10,05	10,05	0,66	0,34	37,45	-5,80	

210,27	100,50	10,05	10,05	0,84	0,38	47,32	-7,32
220,30	100,50	10,05	10,05	1,03	0,42	58,33	-9,03

Fondazione di monte

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

Involuppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
10,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	15997	--	--	--
20,15	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	588,60	15997	--	--	--
30,30	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	154,74	15997	--	--	--
40,45	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	72,51	15997	--	--	--
50,60	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	43,13	15997	--	--	--
60,75	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	29,29	15997	--	--	--
70,90	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	21,66	15997	--	--	--
81,05	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	17,02	15997	--	--	--
91,20	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	14,00	15997	--	--	--
101,35	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	11,82	15997	--	--	--
111,50	100, 50	10,05	10,05	0	-17526	9,95	15997	--	--	--

Involuppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
120,00	100, 50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
130,15	100, 50	10,05	10,05	0,02	-0,02	-0,22	1,41	
140,30	100, 50	10,05	10,05	0,09	-0,03	-0,80	5,20	
150,45	100, 50	10,05	10,05	0,19	-0,04	-1,65	10,68	
160,60	100, 50	10,05	10,05	0,30	-0,05	-2,66	17,17	
170,75	100, 50	10,05	10,05	0,42	-0,05	-3,72	24,02	
180,90	100, 50	10,05	10,05	0,54	-0,04	-4,72	30,52	
191,05	100, 50	10,05	10,05	0,64	-0,03	-5,57	36,02	
201,20	100, 50	10,05	10,05	0,70	-0,02	-6,16	39,83	
211,35	100, 50	10,05	10,05	0,73	0,00	-6,39	41,27	
221,50	100, 50	10,05	10,05	0,70	0,02	-6,14	39,68	

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

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

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,85	--	3,25	--
2	EQU - [1]	--	--	6,21	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,27
4	A1-M1 - [2]	--	1,85	--	3,25	--
5	EQU - [2]	--	--	6,21	--	--

6	STAB - [2]	--	--	--	--	1,27
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,42	--	2,27	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,38	--	2,37	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,51	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,86	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,35
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,33
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,42	--	2,27	--
14	SLEQ - [1]	--	2,36	--	3,95	--
15	SLEF - [1]	--	2,36	--	3,95	--
16	SLER - [1]	--	2,36	--	3,95	--

7.3. VERIFICHE LOCALI

7.3.1. PROGETTO E VERIFICA DEL CORDOLO DI ALLOGGIAMENTO DEL SICURVIA

Le verifiche locali sui cordoli in c.a. laterali di progetto sono state svolte in conformità a quanto indicato in "Quaderni tecnici Anas – Volume I".

In particolare al Capitolo 4 del "Quaderno tecnico n.4" viene indicato quanto segue.

Come premesso, le sollecitazioni gravanti sul cordolo sono legate principalmente agli effetti dell'urto del veicolo in svio, quindi con la combinazione di carico legata alla seguente schematizzazione statica equivalente.

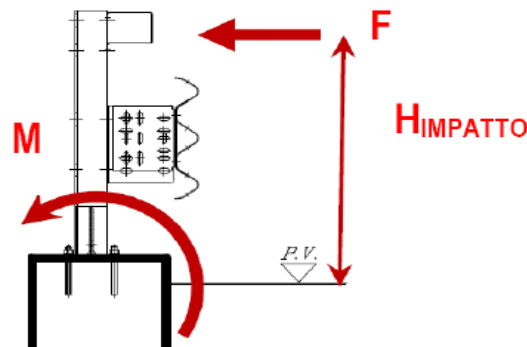


Figura 6 – Azioni da considerare per la verifica dei cordoli.

Il cordolo dovrà essere progettato/verificato per:

- Sollecitazioni di taglio scorrimento per effetto dell'azione da urto (connessione del cordolo alla soletta);
- Sollecitazioni torsionali per effetto del momento indotto dall'urto (dimensionamento cordolo);
- Ribaltamento del cordolo per effetto del momento indotto dall'urto (connessione del cordolo alla soletta);
- Verifiche locali relative agli ancoraggi cordolo-barriera (combinazione eccezionale);
- Sollecitazioni derivanti dalla combinazione fondamentale (verifiche tradizionali a flessione e taglio, da effettuarsi in funzione dello schema statico di riferimento derivante anche dal sistema di connessione con la soletta).

Sempre il § 5.1.3.10 recita "Per altri elementi (i cordoli, n.d.a.) si può fare riferimento al §3.6.3.3.2", ovvero "In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m".

Di seguito viene riportata la verifica a torsione e a taglio svolta per il cordolo laterale di progetto su cui si prevede l'alloggiamento della barriera bordo ponte.

Calcolo massime sollecitazioni, verifica a torsione, taglio e taglio-torsione del cordolo

Il cordolo risulta sollecitato in testa dall'urto in svio di un veicolo, considerato come una forza di 100 kN distribuita su di uno sviluppo di 1.0 m e da un momento torcente causato dallo stesso urto di modulo pari al prodotto tra la stessa forza e l'altezza di applicazione sulla barriera (1.00 m). Su

indicazione del Capitolo 4 del “Quaderno tecnico n.4” di “Quaderni tecnici Anas – Volume I” è possibile porre il momento torcente sollecitante pari al “momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire” e pari quindi al momento di plasticizzazione del montante (UNI EN 1991-2).

Si adotteranno quindi come momento torcente sollecitante il momento di plasticizzazione del montante della barriera scelta e come taglio sollecitante il taglio massimo che la barriera è in grado di trasmettere al cordolo. Tali valori vengono forniti dalla Tabella 1 del capitolo 4 del “Quaderno tecnico n.4” di “Quaderni tecnici Anas – Volume I”, secondo quanto prescritto dall’Eurocodice 2, essendo stata scelta una barriera “PAB CE 2 per manufatto W4”, come mostrato di seguito. Viene utilizzato il valore del momento di plasticizzazione amplificato per un coefficiente pari a 1.5.

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	M_{ampl}
Barriera stradale H2 b.Ponte	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
H2-W4-A	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=5.9 mm	S235JR/ S355JR	355	83	29,47	44,20
Barriera PAB CE 2 per manufatto W4	Sezione a U	120x80 Sp. 6	S275JR	275	72,22	19,86	29,79

Figura 39 Sollecitazioni trasmesse dalla barriera al cordolo

La soletta risulta armata con ferri longitudinali e trasversali $\phi 18/15$ ($f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$) e spille $\phi 10$ disposte con maglia 30x30 cm. Il cls impiegato è di classe C25/30 ($R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) mentre il copriferro è pari a 4 cm. Si riportano in seguito le caratteristiche dei materiali, le caratteristiche geometriche e l’armatura del cordolo, la valutazione del momento torcente agente e del momento torcente resistente.

Per facilitare l’esecuzione delle verifiche si considererà nello svolgimento delle stesse una sezione equivalente rettangolare di larghezza $L=0.70 \text{ m}$ ed $H=0.35 \text{ m}$.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
Calcestruzzo	C25/30	f_{ck}	25.0	[N/mm ²]
		f_{cd}	14.2	[N/mm ²]
		f_{ck}	30.0	[N/mm ²]
Acciaio	B450C	f_{yk}	450.0	[N/mm ²]
		f_{yd}	391.3	[N/mm ²]
		f_{uk}	540.0	[N/mm ²]

Figura 40 Caratteristiche del materiale del cordolo di alloggiamento del sicurvia

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
b	700	[mm]	Base della sezione
H	350	[mm]	Altezza delle della sezione
c	40	[mm]	Copriferro
d	310	[mm]	Altezza utile della sezione
u	2100	[mm]	Perimetro della sezione
A _c	245000	[mm ²]	Area della sezione
t	116.7	[mm]	Spessore della sezione cava
A	136111	[mm ²]	Area racchiusa dalla fibra media
u _m	1633.3	[mm]	Perimetro medio del nucleo res.

Figura 41 Caratteriste geometriche del cordolo di alloggiamento del sicurvia

ARMATURE								
Longitudinali					Staffe			
Dir.	n° barre	φ barre	A _l	A _{l,tot}	s	φ barre	n°braccia	A _s
[-]	[-]	[mm]	[mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]
Estradosso	6	18	1526.8	3053.6	300	8	2	100.5
Intradosso	6	18	1526.8					

Figura 42 Armature del cordolo di alloggiamento del sicurvia

AZIONI			
N	0	[kN]	Eventuale sforzo normale
F	45.83	[kN]	Forza agente sulla barriera dal veicolo in svio
h	0.65	[m]	Quota di applicazione della forza
h ₁	0.65	[m]	Altezza della barriera meno 0,10 m
h ₂	1.00	[m]	Altezza convenzionale
h _{barriera}	0.75	[m]	Altezza della barriera
T _{Ed}	29.79	[kNm]	Momento agente sul cordolo

Figura 43 Azioni sul cordolo di alloggiamento del sicurvia

Definiti i materiali, la geometria, le armature della soletta in c.a. di progetto e le azioni si procede allo svolgimento delle verifiche a torsione, taglio e taglio-torsione del cordolo in c.a.

VERIFICA A TORSIONE			
[NTC2018 4.1.2.3.6]			
f _{cd} '	7.1	[N/mm ²]	Resistenza a compressione ridotta del cls
cotg(Θ)	1	[-]	Inclinazione bielle di cls
T _{Rcd}	112.5	[kNm]	Momento torcente resistente cls
T _{Rsd}	53.5	[kNm]	Momento torcente resistente staffe
T _{Rld}	199.1	[kNm]	Momento torcente resistente arm.longitudinali
T _{Rd}	53.5	[kNm]	Momento torcente resistente
VERIFICATO			

Figura 44 Verifica a torsione del cordolo di alloggiamento del sicurvia

Come mostrato nell'immagine precedente, essendo il momento torcente sollecitante pari a 29.79 kNm e il momento torcente resistente pari a 53.5 kNm, la verifica a torsione risulta soddisfatta.

A questo punto si procede con lo svolgimento della verifica a taglio del cordolo. La forza tagliante agente è pari a 45.83 kN, come mostrato di seguito. Essendo il taglio resistente pari a 54.8 kN, la verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA A TAGLIO			
Resistenza sezioni non armate a taglio [NTC2018 4.1.2.3.5.1]			
V_{Rd}	122.1	kN	Resistenza sezioni non armate a taglio
Esito		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	
Resistenza sezioni armate a taglio [NTC2018 4.1.2.3.5.2]			
V_{Rsd}	54.8	[kN]	Resistenza per rottura armatura a taglio
V_{Rcd}	691.7	[kN]	Resistenza per sezioni armate a taglio
V_{Rd}	54.8	[kN]	Resistenza a taglio
VERIFICATO			

Figura 45 Verifica a taglio del cordolo di alloggiamento del sicurvia

A questo punto si procede con lo svolgimento della verifica a taglio-torsione del cordolo che risulta soddisfatta, come mostrato di seguito.

VERIFICA A TAGLIO - TORSIONE		
[NTC2018 4.1.2.3.6]		
$(T_{Ed}/T_{Rcd}) + (V_{Ed}/V_{Rcd}) \leq 1$	0.33	Resistenza a sollecitazioni composte
VERIFICATO		

Figura 46 Verifica a taglio-torsione del cordolo di alloggiamento del sicurvia

8. VALIDAZIONE SOFTWARE

Il software utilizzato per la modellazione, Sismicad 12.20 della Concrete, è largamente utilizzato ed apprezzato in ambito professionale; in particolare il nostro studio utilizza da anni Sismicad per diverse tipologie di strutture e materiali, avendo maturato esperienza nell'utilizzo dello stesso ed avendo avuto modo di effettuare negli anni numerosi raffronti dei risultati ottenuti sia con software di altre software house che con semplici valutazioni con fogli excel e manuali.

In applicazione a quanto richiesto al punto 10.2. del D.M. 17-01-18 si allegano alcuni semplici casi di prova di elementi della tipologia presente nel modello oggetto della presente, riproducibili dall'utilizzatore del software, per il controllo ed il riscontro dell'affidabilità del codice e l'attendibilità dei risultati. Alcuni esempi sono confrontati con semplici calcolazioni svolte direttamente negli esempi; in altri invece si confrontano i risultati ottenuti in Sismicad con esempi noti reperiti in letteratura. Per facilitare la riproduzione, da parte dell'utilizzatore del software, degli esempi svolti vengono forniti, nell'installazione del software, gli esempi realizzati.

8.1. DICHIARAZIONI SECONDO 10.2 DEL D.M.17/01/2018

8.1.1. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE DI CALCOLO N.1

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Denominazione del software: Sismicad 12.20

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.20

Identificatore licenza: SW-2602859

Intestatario della licenza: ABACUS srl – VIA DEI FABBRI 1 PACIANO (PG)

Versione regolarmente licenziata

8.1.2. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO N.2

Titolo MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno

Versione 14.00

Produttore Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)

Utente Abacus S.r.l.

Licenza AIU5389N1

8.1.3. AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

8.1.4. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

8.1.5. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza

di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico, identifica la presenza di spostamenti o rotazioni anormali. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

8.2. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra si desume che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.