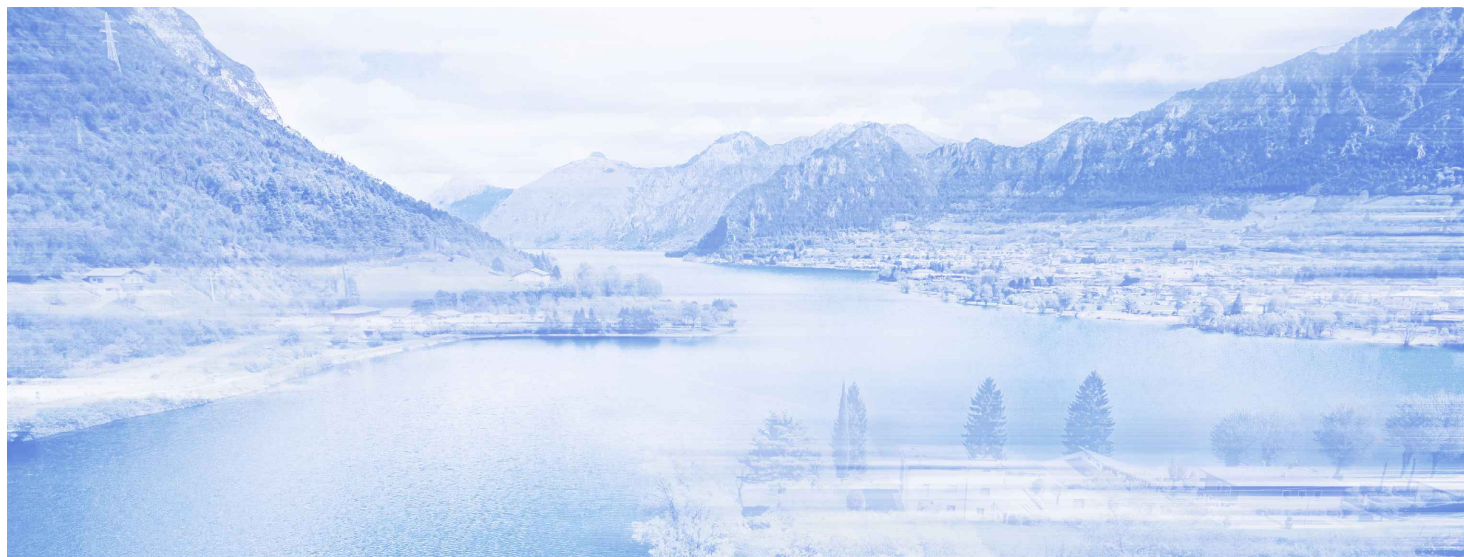


NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO



RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROGETTISTI




PROGETTO ESECUTIVO

NUOVA TRAVERSA

OPERE STRUTTURALI DEFINITIVE - GENERALI

Relazione di calcolo

Fase PE	Ambito NTR	Opera OSD	Argomento GE	Progressivo 002	Tipo elaborato RC	Revisione B
Redatto C. Bartolucci		Controllato M. Ghidoli		Approvato P. Galvanin		Scala - Data 10/01/23

 Agenzia Interregionale per il fiume Po	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	
	Ing. M. Vergnani	
RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE ALPINA S.p.A. Ing. Paola Erba	PROGETTAZIONE STRUTTURALE ALPINA S.p.A. Ing. Paolo Galvanin	

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	18/10/2022	Prima emissione	CBA	MGI	PGA
B	10/01/2023	Integrazione verifiche strutturali	CBA	MGI	PGA
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	7
1.1	Area d'intervento	7
1.2	Descrizione dell'opera	8
1.3	Caratteristiche tecniche della struttura	9
1.4	Elaborati di riferimento	12
2	QUADRO NORMATIVO	14
2.1	Riferimenti normativi	14
2.1.1	Leggi e Decreti	14
2.1.2	Circolari Nazionali	14
2.1.3	Regolamenti Regionali	15
2.1.4	Norme Europee	15
3	MATERIALI	16
3.1	Strutture in cemento armato	16
3.1.1	Calcestruzzo	16
3.1.2	Acciaio per armatura lenta	17
4	DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO	18
4.1	Vita nominale	18
4.2	Classe d'uso	18
4.3	Azione sismica	19
4.3.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica	19
4.3.2	Categoria del suolo di fondazione	19
4.3.3	Condizioni topografiche	19
4.3.4	Amplificazione stratigrafica	20
4.3.5	Amplificazione topografica	20
4.3.6	Zona sismica e coordinate geografiche del sito	20
5	CRITERI DI VERIFICA	22
5.1	Criteri e dimensionamento delle opere	22
5.1.1	Analisi Statica	22
5.1.1.1	Combinazione statica SLU	22
5.1.1.2	Combinazione statica SLE	23
5.2	Analisi Sismica	23
5.2.1	Analisi modale con spettro di risposta	24
5.2.1.1	Analisi modale	24
5.2.2	Combinazione sismica SLC	26

6	CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE	27
6.1	Modellazione della traversa.....	27
6.2	Modellazione dei muri	29
6.2.1	Criteri di modellazione e di verifica delle sezioni di calcolo	29
6.3	Codici di calcolo utilizzati.....	31
6.3.1	Civil 2018 – MIDAS IT	31
6.3.2	RC-SEC – GeoStru.....	31
6.3.3	Max – Aztec Informatica Srl	32
6.3.4	Fogli di calcolo – Office Excel 2013 - Microsoft.....	32
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFICA	33
7.1	Caratterizzazione geotecnica.....	33
8	ANALISI DEI CARICHI	35
8.1	Pesi propri strutturali	35
8.1.1	Cabina di manovre paratoie	35
8.2	Carichi permanenti non strutturali gravitazionali.....	35
8.2.1	Soletta carrabile	35
8.2.2	Cabina di manovra paratoie.....	36
8.2.3	Pesi delle paratoie.....	36
8.3	Carichi permanenti non strutturali - Terreno.....	37
8.4	Carichi permanenti non strutturali - Acqua	38
8.5	Sovraccarichi variabili	41
8.5.1	Soletta carrabile	41
8.5.2	Setto in sx orografica.....	41
8.6	Azione da neve.....	42
8.7	Azione da vento.....	42
8.8	Azione sismica	42
8.8.1	Spinta sismica del terreno	46
8.8.2	Spinta sismica dell'acqua.....	47
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	49
10	PRINCIPALI RISULTATI DELLA MODELLAZIONE.....	53
10.1	Analisi modale, masse partecipanti	53
10.2	Reazioni globali.....	60
11	GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	61
11.1	Verifica carichi implementati.....	61
11.2	Verifica masse sismiche	63
12	VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	64

12.1	Fondazione	64
12.1.1	Verifiche di resistenza flessionale	64
12.1.2	Verifiche di resistenza a taglio/ punzonamento	73
12.1.3	Verifiche di esercizio	82
12.1.3.1	Scala Risalita Fauna Ittica	83
12.2	Soletta carrabile	86
12.2.1	Verifiche di resistenza flessionale	86
12.2.2	Verifiche di resistenza a taglio/ punzonamento	92
12.2.3	Verifiche di esercizio	94
12.2.3.1	Campata in destra orografica	95
12.2.3.2	Appoggio pila centrale	97
12.3	Pile in calcestruzzo armato	100
12.3.1	Verifiche di resistenza presso/tenso flessionale	100
12.3.2	Verifiche a taglio	103
12.3.3	Verifiche di esercizio	105
12.4	Muro controterra in dx orografica	110
12.4.1	Verifiche di resistenza presso/tenso flessionale-sezione 80cm	110
12.4.2	Verifiche a taglio – sezione 80 cm	114
12.4.3	Verifiche di esercizio – sezione 80 cm	118
12.4.4	Verifiche di resistenza presso/tenso flessionale–sezione 50 cm	124
12.4.5	Verifiche a taglio – sezione 50 cm	130
12.4.6	Verifiche di esercizio – sezione 50 cm	133
12.5	Setto Deflusso Minimo Vitale	141
12.5.1	Verifiche di resistenza flessionale	141
12.5.2	Verifiche a taglio	144
12.5.3	Verifiche di esercizio	145
13	MURI ANDATORI E MURI DI SOSTEGNO CICLABILE	151
13.1	Normativa di riferimento e formulazioni adottate nell’analisi delle spinte	151
13.2	Muro andatore Est	152
13.2.1	Caratteristiche geometriche	152
13.2.2	Parametri geotecnici e sismici	152
13.2.3	Condizioni di carico e combinazioni	153
13.2.4	Sollecitazioni di verifica	154
13.2.5	Verifiche Strutturali STR	157
13.2.6	Verifiche geotecniche GEO	160

13.3	Muro andatore Ovest.....	162
13.3.1	Caratteristiche geometriche	162
13.3.2	Parametri geotecnici e sismici.....	162
13.3.3	Condizioni di carico e combinazioni.....	163
13.3.4	Sollecitazioni di verifica	163
13.3.4.1	Condizioni ordinarie (falda +363.00).....	163
13.3.4.2	Condizioni eccezionali (falda +368.26).....	166
13.3.5	Verifiche Strutturali STR	168
13.3.6	Verifiche geotecniche GEO	170
13.4	Muro di sostegno ciclabile - Tratto C-C Rampa di accesso (Lato Est)	171
13.4.1	Caratteristiche geometriche e stratigrafiche.....	171
13.4.2	Condizioni di calcolo e combinazioni.....	172
13.4.3	Sollecitazioni di verifica	177
13.4.4	Verifiche strutturali STR.....	178
13.4.5	Verifiche geotecniche GEO	181
13.5	Muro di sostegno ciclabile - Tratto A-A (Lato Est).....	181
13.5.1	Caratteristiche geometriche e stratigrafiche.....	182
13.5.2	Condizioni di carico e combinazioni.....	183
13.5.3	Sollecitazioni di verifica	187
13.5.4	Verifiche strutturali STR.....	188
13.5.5	Verifiche geotecniche GEO	191
13.6	Muro di sostegno ciclabile - Tratto B-B (Lato Est)	191
13.6.1	Ipotesi geometriche e stratigrafiche.....	192
13.6.2	Condizioni di carico e combinazioni.....	192
13.6.3	Sollecitazioni di verifica	197
13.6.4	Verifiche strutturali STR.....	198
13.6.5	Verifiche geotecniche GEO	201
13.7	Muro sostegno ciclabile - Tratto D-D (Lato Est)	201
13.7.1	Caratteristiche geometriche e stratigrafiche.....	201
13.7.2	Condizioni di carico e combinazioni.....	202
13.7.3	Sollecitazioni di verifica	206
13.7.4	Verifiche strutturali STR.....	208
13.7.5	Verifiche geotecniche GEO	210
13.8	Muro sostegno ciclabile (Lato Ovest).....	210
13.8.1	Ipotesi geometriche e stratigrafiche.....	210

13.8.2	Condizioni di carico e combinazioni.....	211
13.8.3	Verifiche strutturali STR.....	215
13.8.4	Verifica strutturale del muro.....	217
13.8.5	Verifiche geotecniche GEO	219

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento a livello di progettazione esecutiva, nell'ambito dei lavori delle Nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del lago d'idro, della nuova traversa di regolazione del lago.

Il manufatto, costituito in calcestruzzo armato con fondazione diretta (platea), opera le attività di regolazione del flusso d'acqua mediante due paratoie semimobili in acciaio. La struttura, ubicata a valle del ponte di via Roberto Bertini, nelle coordinate WGS84 Long. 10,457494 e Lat. 45,732704, si sviluppa tra le sponde del fiume Chiese.

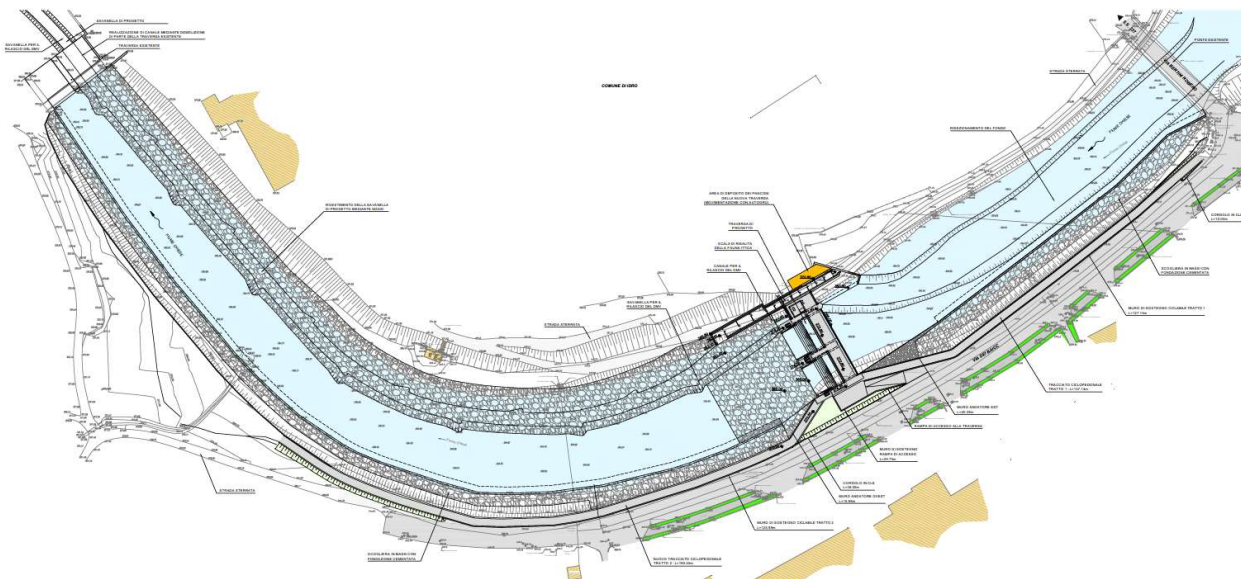


Figura 1-1: Planimetria Traversa

1.1 Area d'intervento

Il nuovo sbarramento si inserisce tra due infrastrutture preesistenti:

- il ponte di Idro a monte
- la traversa di sbarramento attuale a valle.

Il ponte storico di Idro (unico accesso alla sponda sinistra del lago e al maggiore centro abitato), presenta una quota di intradosso (sottotrave) di 371,50 m s.l.m. La strada in sinistra orografica a monte del ponte (Via Bertini), principale accesso all'abitato di Idro, ha una quota di 371,59 m s.l.m. Lo sbarramento esistente presenta un sotto trave di 370,80 m s.l.m.

La nuova struttura ha una altezza sotto trave pari ai 372,30 m s.l.m. in coerenza con le indicazioni espresse da Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Quarta sezione (si veda Opere Civili strutturali – Risposte, prescrizioni e osservazioni Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Quarta sezione Prot. 40/2013) che indicava di progettare un adeguato margine di sicurezza idraulica in termini di franco rispetto al coronamento. Infatti, le dimensioni del progetto definitivo riportavano un valore di sotto trave di 371,50 m s.l.m. che non garantiva un franco adeguato.

A monte della traversa di progetto si prevede l'innalzamento della sponda sinistra fino alla quota di 372,00 m s.l.m. (superiore alla massima piena millenaria); tale innalzamento si rende necessario per evitare l'aggiramento incontrollato dello sbarramento, durante le piene, attraverso le zone produttive ubicate a quote

altimetricamente depresse. Sulla sommità della sponda verrà realizzato un camminamento ciclo-pedonale protetto mediante staccionate in legno. La sponda verrà protetta dal lato dell'alveo mediante una scogliera in massi alla base e superiormente con materassi tipo Reno sormontati da geostuoia tridimensionale e terreno vegetale inerbito.

1.2 Descrizione dell'opera

La nuova traversa è realizzata in calcestruzzo armato, fatto salvo per gli organi di regolazione, ed è costituita dai seguenti elementi principali:

- Una platea di fondazione di 2,00 m di spessore e dimensione in pianta 30,00 x 15,50 m che funge come base di appoggio di tre setti in elevazione e di due paratoie a settore.
- Tre setti in calcestruzzo armato orientati in direzione del flusso dell'acqua di sezione 16,50 x 2,00 m e di circa 8,00 m di altezza. Ai tre setti sono collegate due paratoie metalliche a settore di 11,50 m di larghezza.
- Due platee di 0,80 m ciascuna di spessore che costituiscono rispettivamente il fondo del canale per il minimo deflusso vitale del corso d'acqua e per la scala di risalita della fauna ittica.
- Due muri di calcestruzzo di circa 50,00 m di lunghezza con sezione variabile da 0,80 m a 0,50 m che costituiscono le pareti verticali del canale per il deflusso minimo vitale e della scala di risalita della fauna ittica.
- Una soletta carrabile che permette l'accesso alla cabina e dei mezzi per la manutenzione.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento a livello di progettazione esecutiva, nell'ambito dei lavori delle Nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del lago d'idro, della nuova traversa di regolazione del lago.

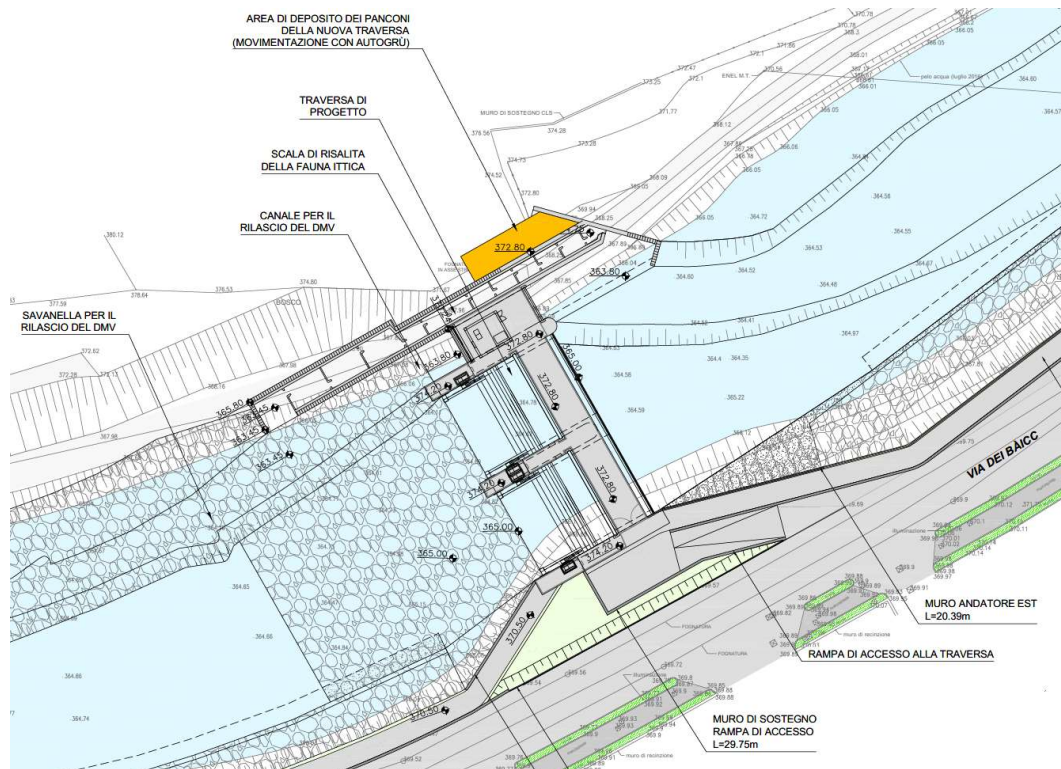


Figura 1-2: Dettaglio della planimetria della Traversa

1.3 Caratteristiche tecniche della struttura

La nuova traversa per la regolazione del lago d'Idro sarà di tipo mobile, dotata di due paratoie principali a settore oltre a una paratoia minore piana per la gestione del DMV, situata al termine meridionale del lago e precisamente circa 130 m a valle dell'attuale ponte d'Idro e circa 300 m a monte dell'attuale traversa. La traversa è costituita da una struttura massiccia in cemento armato munita di platea e muri d'ala verticali, con pila centrale che delimita le due luci di efflusso principali larghe, ciascuna, 11,50 m.

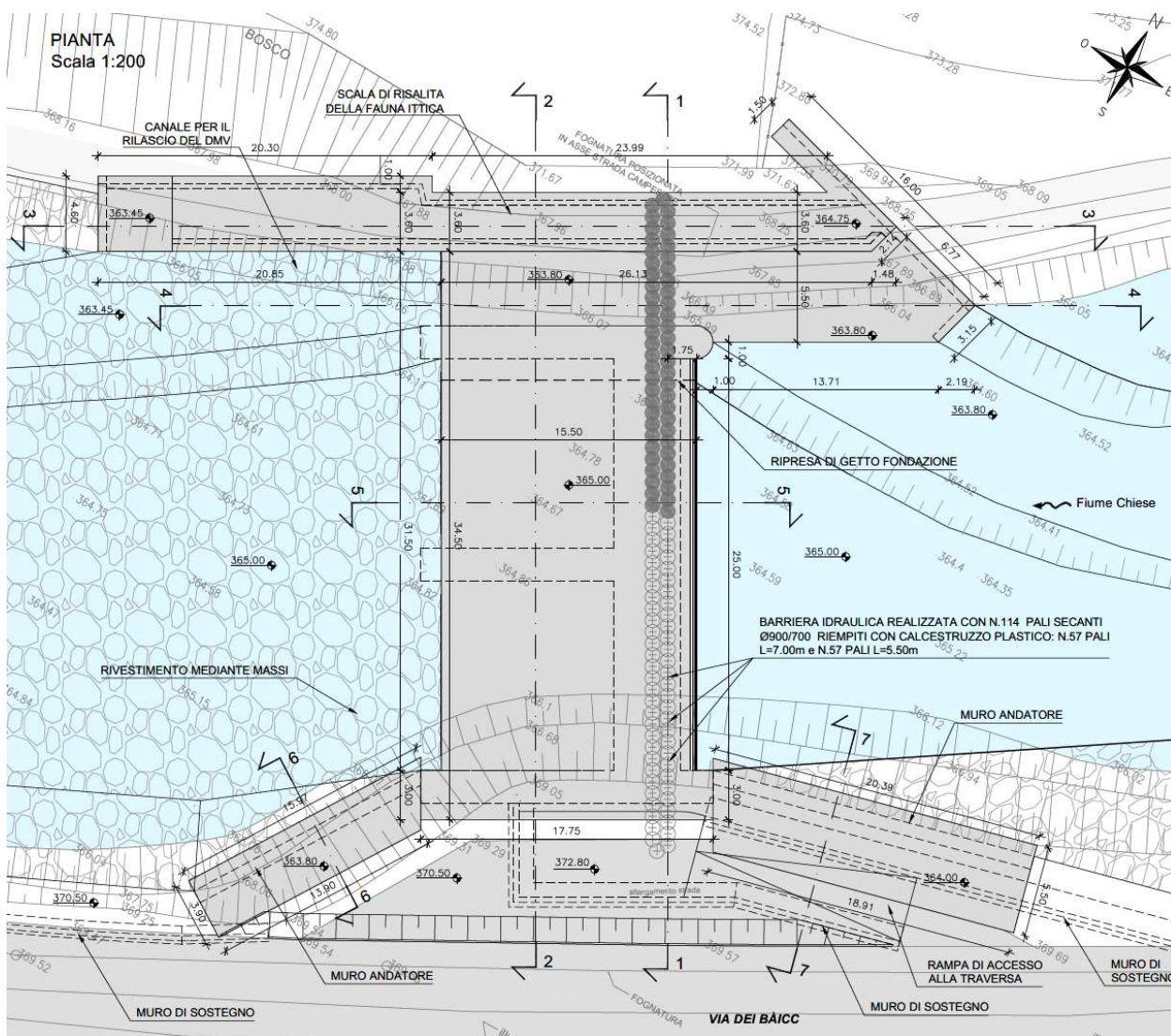


Figura 1-3: Pianta Traversa

Tra la sponda e il muro d'ala in destra è ricavata una luce minore di efflusso, di dimensioni 4,50 m per 1,55 m, per il rilascio del DMV. A detta luce minore è affiancata la scala per la risalita delle specie ittiche, in grado di funzionare per ogni livello del lago compreso tra la quota 364,75 mslm e 368,00 mslm.

La soglia delle luci principali è posta alla quota di 365,00 m slm come imposto dall'Accordo di Programma dell'Agosto 2008 (progetto definitivo). La soglia della luce per il rilascio del DMV sarà impostata a quota 363,80 m slm come da progetto preliminare e pertanto in conformità al già citato Accordo di Programma. Per evitare sifonamenti dell'opera si prevede la realizzazione di una paratia di fondazione di pali.

Le paratoie delle luci principali, quando chiuse contro la soglia inferiore, presentano la soglia superiore – del tipo sfiorante - alla quota di 368,00 mslm pari alla massima regolazione. Le stesse paratoie delle luci principali, quando in posizione di massima apertura presentano una luce libera inferiore di circa 4,20 m. In corrispondenza della luce minore, a valle della traversa, verrà realizzata una savanella rivestita in massi.

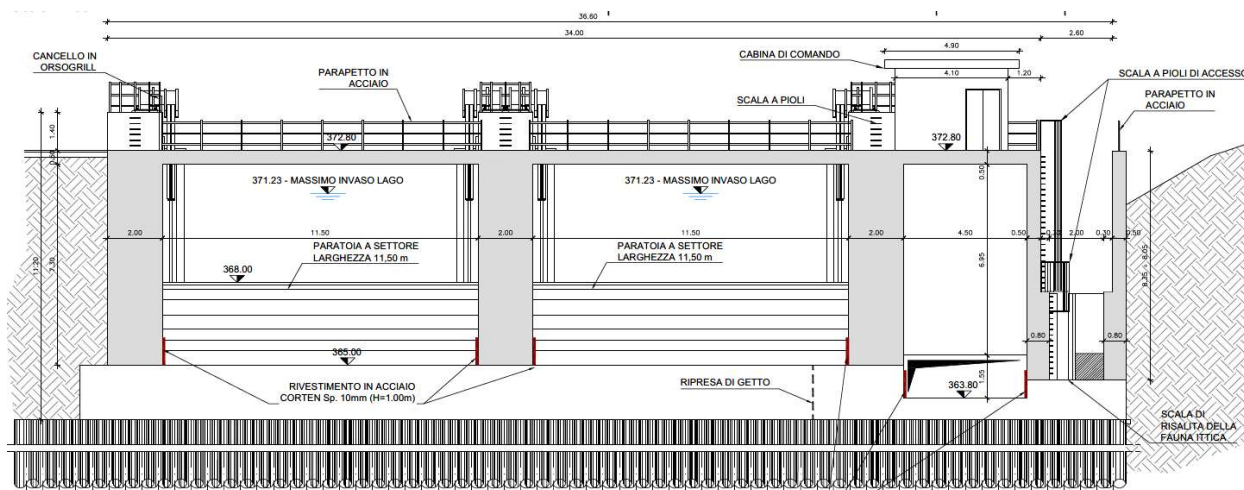


Figura 1-4: Prospetto Traversa

A parte la savanella laterale in sponda sinistra, l'alveo non verrà abbassato tra la nuova traversa e quella esistente, ma semplicemente livellato omogeneizzando il fondo alla quota di 365,00 m slm.

A valle del nuovo sbarramento le sponde verranno protette mediante scogliere in massi e, in sponda sinistra ove la corrente raggiungerà le maggiori velocità, superiormente, anche con materassi tipo Reno sormontati da geostuoia tridimensionale e terreno vegetale inerbito. La sponda sinistra verrà rialzata fino alla quota di sicurezza di 370,50 m slm (superiore alla massima piena millenaria in tutti gli scenari analizzati).

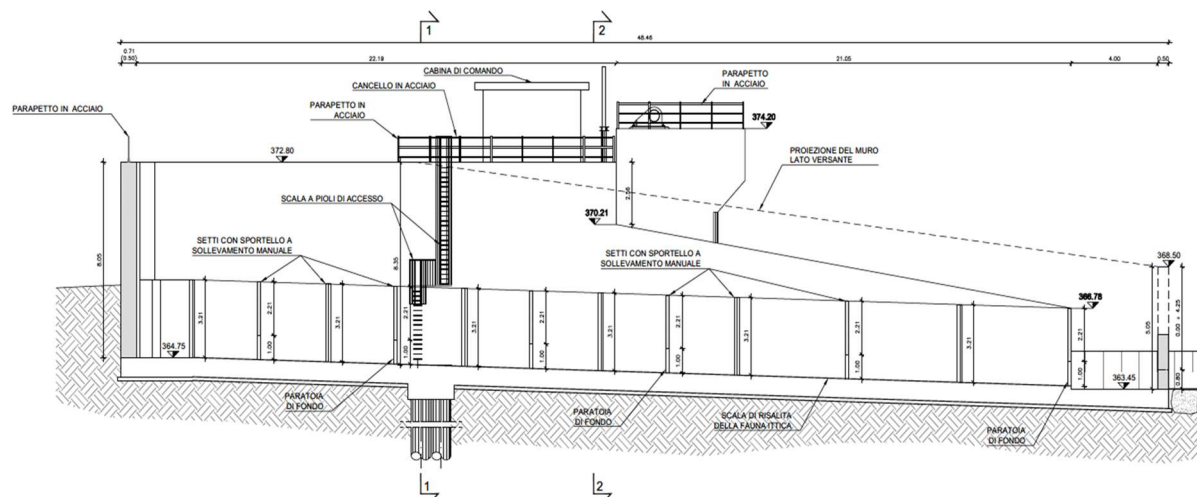


Figura 1-5: Sezione della scala per la risalita ittica – Nuova Traversa

La nuova traversa di sbarramento che era stata progettata (progetto definitivo) con le medesime quote e luci della traversa attuale, come imposto dall'Accordo di Programma per la valorizzazione del Lago d'Idro del 5.8.2008 è stata modificata con le indicazioni e le osservazioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Quarta Sezione (Prot. 40/2013). In particolare, la quota della soletta della traversa fissata a 372,00 m s.l.m. è

stata portata a 372,80 per avere un franco tra l'intradosso della soletta e la quota di massimo invaso (371,23 m slm - livello di massima piena millenaria) superiore al 1,00 (1,07m).

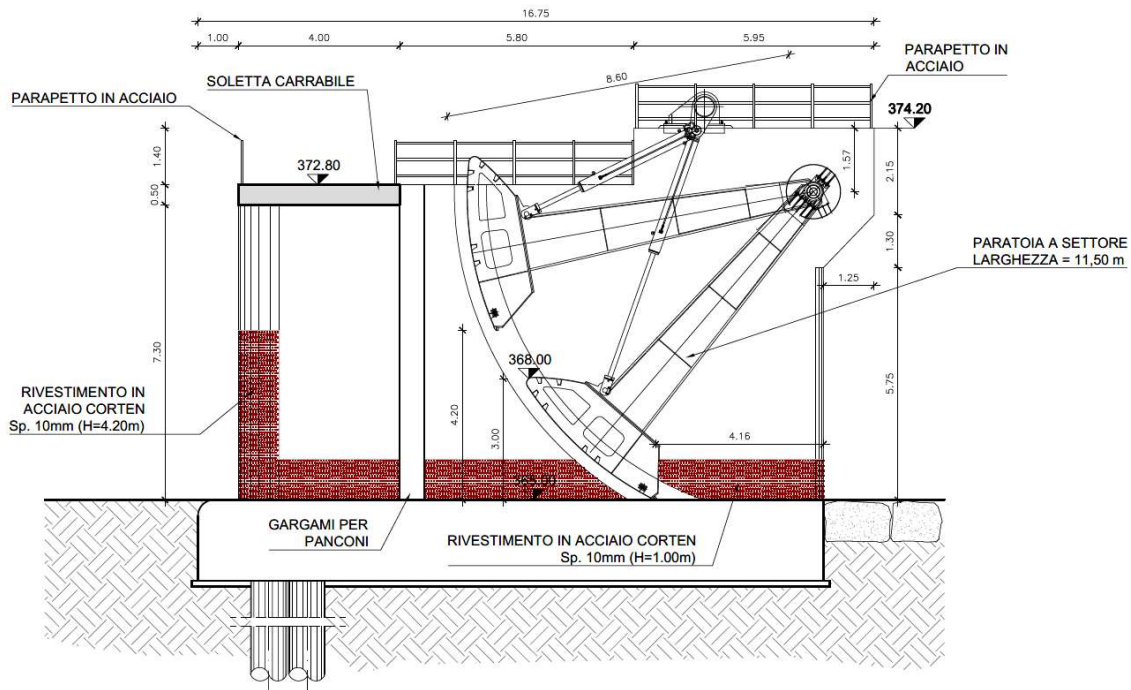


Figura 1-6: Sezione trasversale zona paratoie – Nuova Traversa

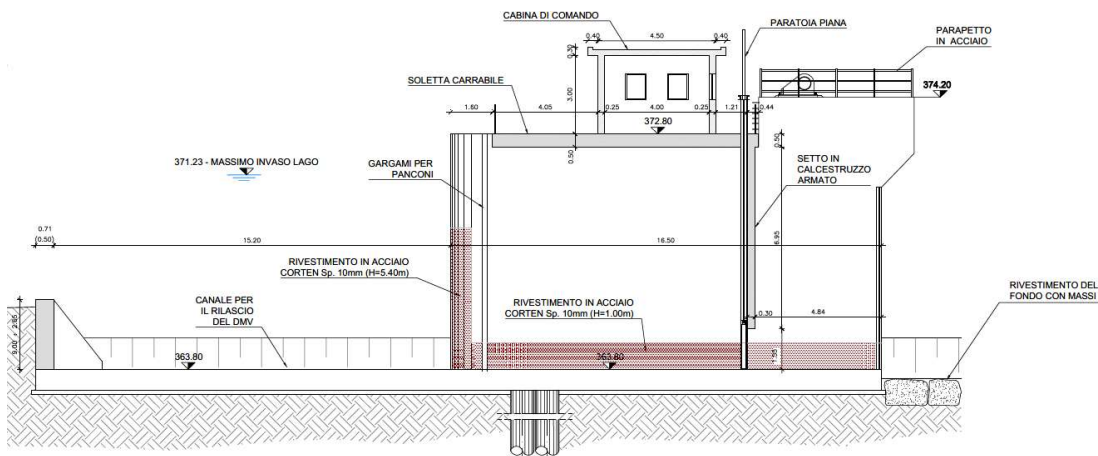


Figura 1-7: Sezione del canale DMV – Nuova Traversa

Di seguito si riporta la descrizione dei criteri di calcolo che si sono adottati per il dimensionamento dell'opera.

1.4 Elaborati di riferimento

Di seguito si riportano gli elaborati grafici di riferimento dell'intervento in progetto a cui si rimanda per tutte le indicazioni di dettaglio.

CODICE ELABORATO	Nuova traversa	
	Opere strutturali definitive	
	Generali	Scala
PE-NTR-OSD-GE-001-RB	Relazione geotecnica	-
PE-NTR-OSD-GE-002-RC	Relazione di calcolo	-
PE-NTR-OSD-GE-003-PL	Planimetria di progetto	1:500
PE-NTR-OSD-GE-004-PZ	Planimetria muri e sezioni tipologiche - Tav. 1/2	1:200 / 1:25
PE-NTR-OSD-GE-005-PZ	Planimetria muri e sezioni tipologiche - Tav. 2/2	1:200 / 1:25
PE-NTR-OSD-GE-006-PZ	Pista ciclopedonale	1:500 / 1:100
PE-NTR-OSD-GE-007-PZ	Pianta e sezioni scavi	1:100 / 1:200
PE-NTR-OSD-GE-008-FE	Fasi esecutive: planimetria e sezioni - Tav. 1/2	VARIE
PE-NTR-OSD-GE-009-FE	Fasi esecutive: planimetria e sezioni - Tav. 2/2	VARIE
	Fondazioni e sottofondazioni	
PE-NTR-OSD-FN-001-PL	Planimetria di tracciamento	1:100
PE-NTR-OSD-FN-002-PZ	Pianta e sezioni	1:100 / 1:200
PE-NTR-OSD-FN-003-CP	Platea - Carpenteria	1:100
PE-NTR-OSD-FN-004-AR	Platea - Armatura - Tav. 1/3	1:100 / 1:50
PE-NTR-OSD-FN-005-AR	Platea - Armatura - Tav. 2/3	1:50
PE-NTR-OSD-FN-006-AR	Platea - Armatura - Tav. 3/3	1:50
	Opere in elevazione	
PE-NTR-OSD-EL-001-PZ	Pianta e sezioni	1:100/1:200
PE-NTR-OSD-EL-002-PR	Prospetti	1:100/1:200
PE-NTR-OSD-EL-003-CP	Soletta - Carpenteria	1:100/1:50
PE-NTR-OSD-EL-004-PR	Cabina di controllo - Pianta, prospetti e particolari costruttivi	1:50/1:20
PE-NTR-OSD-EL-005-CA	Cabina di controllo - Carpenteria ed armatura	1:50/1:20
PE-NTR-OSD-EL-006-CP	Pila A - Carpenteria	1:100
PE-NTR-OSD-EL-007-CP	Pila B - Carpenteria	1:100
PE-NTR-OSD-EL-008-CP	Pila C - Carpenteria	1:100
PE-NTR-OSD-EL-009-CP	Scala di risalita della fauna ittica - Carpenteria - Tav. 1/3	1:100/1:50

PE-NTR-OSD-EL-010-CP	Scala di risalita della fauna ittica - Carpenteria - Tav. 2/3	1:100
PE-NTR-OSD-EL-011-CP	Scala di risalita della fauna ittica - Carpenteria - Tav. 3/3	1:25
PE-NTR-OSD-EL-012-CA	Setto DMV - Carpenteria ed armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-013-AR	Soletta - Armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-014-AR	Pila A - Armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-015-AR	Pila B - Armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-016-AR	Pila C - Armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-017-AR	Scala di risalita della fauna ittica - Armatura - Tav. 1/3	1:50
PE-NTR-OSD-EL-018-AR	Scala di risalita della fauna ittica - Armatura - Tav. 2/3	1:50
PE-NTR-OSD-EL-019-AR	Scala di risalita della fauna ittica - Armatura - Tav. 3/3	1:50
PE-NTR-OSD-EL-020-CA	Muro andatore est - Carpenteria ed armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-021-CA	Muro andatore ovest - Carpenteria ed armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-022-CA	Muro di sostegno ciclabile - Tratto 1 - Parte A - Carpenteria ed armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-023-CA	Muro di sostegno ciclabile - Tratto 1 - Parte B - Carpenteria ed armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-024-CA	Muro di sostegno ciclabile - Tratto 1 - Parte C - Carpenteria ed armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-025-CA	Muro di sostegno ciclabile - Tratto 1 - Parte D - Carpenteria ed armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-026-CP	Muro di sostegno ciclabile - Tratto 2 - Carpenteria	1:50
PE-NTR-OSD-EL-027-AR	Muro di sostegno ciclabile - Tratto 2 - Armatura	1:50
PE-NTR-OSD-EL-028-CP	Muro di sostegno rampa di accesso - Carpenteria	1:50
PE-NTR-OSD-EL-029-AR	Muro di sostegno rampa di accesso - Armatura	1:50

Tabella 1-1 Elenco elaborati – Nuova traversa

2 QUADRO NORMATIVO

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte, in accordo a quanto prescritto nelle vigenti "Norme Tecniche delle Costruzioni" di cui al D.M. Infrastrutture 14/01/2008 (di seguito indicate con NTC), ricorrendo al metodo degli Stati Limite. Si riporta l'elenco completo del quadro Normativo di riferimento per l'opera in analisi:

2.1 Riferimenti normativi

2.1.1 Leggi e Decreti

- B.1 Legge n.1086 del 05.11.1971
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.
G.U. n.321 del 21.12.1971
- B.2 Legge n.64 del 02.02.1974
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
G.U. n.76 del 21.3.1974
- B.3 D.P.R. 6 giugno 2001 n.380
Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia (Testo A).
- B.4 Decreto Ministero delle Infrastrutture del 17.01.2018
Norme tecniche per le costruzioni.
- B.5 Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26.06.2014
Norme tecniche per la progettazione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
G.U. n. 156 del 08.07.2014

2.1.2 Circolari Nazionali

- B.6 Circolare Servizio Tecnico Centrale del 04.02.1974, n. 11951
Legge 5 novembre 1971, n. 1086. Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.
- B.7 Circolare del 21.01.2019 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 7
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- B.8 D.M. Circolare della D.G. Dighe 3 luglio 2019, n. 16790
Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie – Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica (Rev.1)

2.1.3 Regolamenti Regionali

- B.9 Decreto Giunta Regionale – Regione Lombardia del 11.07.2014
Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia.

2.1.4 Norme Europee

- B.10 Eurocodice 1 “Azioni sulle strutture / Parte 1-7: Azioni generali – Azioni eccezionali” UNI EN 1991-1-7 - Settembre 2005
- B.11 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo / Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici” UNI EN 1992-1-1 - Novembre 2005
- B.12 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio / Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici” UNI EN 1993-1-1 - Novembre 2005
- B.13 Eurocodice 7 (1997) – Progettazione geotecnica –Parte I: Regole Generali – UNI EN 1997- 1 Maggio 2009
- B.14 Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica / Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici” UNI EN 1998-1 - Marzo 2005
- B.15 Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica / Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici” UNI EN 1998-5 – Gennaio 2005
- B.16 Norma UNI EN 206-1:2016 “Calcestruzzo / Parte 1 : Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- B.17 Norma UNI 11104:2016 “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”

3 MATERIALI

Si riporta di seguito l'elenco con le caratteristiche principali dei materiali utilizzati per il dimensionamento e le verifiche dei vari elementi costituenti il manufatto. I materiali per le strutture in cemento armato sono differenziati in relazione delle loro funzioni.

3.1 Strutture in cemento armato

3.1.1 Calcestruzzo

Soletta di copertura

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 33,20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 33.643 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4-XA2
Classe di consistenza	S4 (slump 160 ÷ 210 cm)
Diametro massimo dell'aggregato	20 mm
Massimo rapporto A/C	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
Copriferro nominale	40 mm

Elevazioni (setti e muri)

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 33,20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 33.643 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4-XA2
Classe di consistenza	S4 (slump 160 ÷ 210 mm)
Diametro massimo dell'aggregato	20 mm
Massimo rapporto A/C	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
Copriferro nominale	40 mm

Platea di fondazione

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 33,20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 33.643 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4-XA2
Classe di consistenza	S4 (slump 160 ÷ 210 mm)
Diametro massimo dell'aggregato	25 mm
Massimo rapporto A/C	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³

Copriferro nominale

40 mm

Pali di fondazione

Classe di resistenza

C32/40

Resistenza caratteristica cubica

$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica

$f_{ck} \geq 33,20 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico secante

$E = 33.643 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione

XC2

Classe di consistenza

S4 (slump 160 ÷ 210 mm)

Diametro massimo dell'aggregato

30 mm

Massimo rapporto A/C

0,50

Contenuto minimo di cemento

340 kg/m³

Copriferro nominale

75 mm

Magrone di pulizia e livellamento

Classe di resistenza

C12/15

Resistenza caratteristica cubica

$R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica

$f_{ck} \geq 12,45 \text{ N/mm}^2$

Contenuto minimo di cemento

150 kg/m³

3.1.2 Acciaio per armatura lenta

L'acciaio ha le seguenti caratteristiche generali:

Modulo elastico

$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson

$\nu = 0,3$

Coefficiente di espansione termica

$\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Peso specifico

$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta sono:

Barre

Tipo di acciaio

B450C

Tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura

$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Rapporto tensioni caratteristiche

$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$

Rapporto tensioni di snervamento

$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$

Allungamento a carico massimo

$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

4 DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'opera strutturale secondo quanto esposto nelle "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 14/17/2018 (NTC 2018) B.4 e in accordo con lo specifico D.M. 26/06/2014 – "Norme tecniche per la progettazione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) B.4.

4.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE	V_N (anni)
1 - Opere provvisorie	≤ 10
2 - Opere ordinarie	≥ 50
3 - Grandi opere	≥ 100

Tabella 4-1: Tipo e vita nominale V_N dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.I)

Nel caso in studio è possibile fare riferimento al tipo 3 – Grandi opere - con vita nominale pari a:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

4.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso dell'opera in oggetto è pari a IV (in accordo a NTC18 e DM Dighe).

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe 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.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 4-1 - NTC18, §2.4.2 Classi d'uso

4.3 Azione sismica

4.3.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella 4.2.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4-2: Valori del coefficiente d'uso C_U dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.II)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \times 2,0 = 200 \text{ anni}$$

4.3.2 Categoria del suolo di fondazione

Per la determinazione dell'azione sismica sul sito, in conformità con quanto previsto dal D.M. 17.01.2018, si farà riferimento all'approccio semplificato di determinazione dell'amplificazione locale tramite l'individuazione della categoria di sottosuolo su cui insistono le fondazioni dell'opera. La determinazione della categoria di sottosuolo di riferimento è stata basata sulla determinazione della velocità equivalente $V_{s,30}$, rilevata mediante misurazione diretta della propagazione delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità.

Con riferimento alla Tabella 3.2.II del D.M. 17.01.2008, il sottosuolo ove insisterà l'opera è ascrivibile alla:

Categoria C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

La classificazione di cui sopra è stata fatta sulla base delle indagini effettuate e delle relative risultanze riportate nei documenti progetto esecutivo riportati di seguito:

- PE-000-GEO-GG-001-RH Relazione Geologica ed Idrogeologica
- PE-000-GEO-GG-002-RB Relazione di Caratterizzazione Geomeccanica
- PE-000-GEO-GG-003-RB Relazione di Caratterizzazione Geotecnica
- PE-000-GEO-SS-001-RH Relazione Sismica
- PE-000-GEO-II-002-RG Relazione generale indagini integrative
- PE-000-GEO-IN-001-RT Relazione Tecnica Indagini Geognostiche Progetto Esecutivo

4.3.3 Condizioni topografiche

Per l'opera sopramenzionata si è in presenza di una configurazione superficiale semplice, si può quindi adottare la classificazione proposta nella normativa nazionale vigente. Essendo l'opera posta in ambito totalmente pianeggiante, le condizioni topografiche sono ascrivibili alla categoria topografica **T1**.

4.3.4 Amplificazione stratigrafica

In accordo alla tabella 3.2.IV (NTC18), per sottosuoli di categoria C, i coefficienti S_s e C_c assumono i seguenti valori:

$$S_s : 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$$

$$C_c : 1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$$

4.3.5 Amplificazione topografica

Considerando le specifiche condizioni topografiche del sito oggetto dell'intervento si assume: $S_T = 1.0$.

4.3.6 Zona sismica e coordinate geografiche del sito

La nuova traversa sorgerà nel Comune di Idro (BS) e in accordo con la zonizzazione sismica prevista dalle *NTC 2018 B.4* e dalla *Delibera della Giunta Regionale - Regione Lombardia B.9* si individuano le caratteristiche sismiche (reticolo) della zona di interesse di cui di seguito si riportano le caratteristiche:

SISTEMA DI COORDINATE		
	World Geodetic System 1984 WGS84	European Datum 1950 ED50
Latitudine	45,732704	45,73362
Longitudine	10,457494	10,458528

Tabella 4-3 - Coordinate dell'opera analizzata - Nuova Traversa

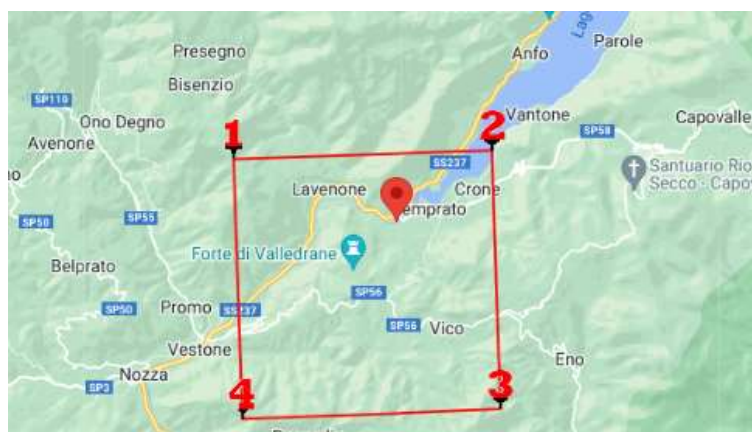


Figura 4-2: Sezione trasversale zona paratoie – Nuova Traversa

Stati limite

Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...

Vita Nominale: 100

Interpolazione: Media ponderata

CU = 2

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	120	0.080	2.451	0.259
Danno (SLD)	201	0.101	2.469	0.263
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.244	2.440	0.283
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.267	2.442	0.286

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 200

Coefficienti sismici

Tipo: Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti:

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,34	1,31
CC Coeff. funz categoria	1,64	1,63	1,59	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Figura 4-3: Individuazione parametri sismici di progetto

TRAVERSA		
VN [anni]	100	
Classe d'uso []	IV	
cu []	2	
CAT. Terreno []	C	
CAT. Topogr. []	T1	
SLC	ag [g]	0.2670
	Ss []	1.3100
	St []	1.0000
	kh = a max	0.3498
	kv	0.1749

Tabella 4-4: Riepilogo parametri sismici di progetto

5 CRITERI DI VERIFICA

Le analisi di calcolo applicate per il dimensionamento degli elementi costituenti la nuova traversa si basano sui criteri sia di tipo statico che dinamico. Si riporta di seguito le caratteristiche dei metodi adottati per la determinazione delle sollecitazioni e le relative verifiche.

5.1 Criteri e dimensionamento delle opere

La schematizzazione di calcolo delle strutture progettate, il calcolo dei parametri di sollecitazione e la valutazione delle tensioni e delle deformazioni, allo scopo di ottenere la garanzia di una sicurezza permanente e uniforme dell'opera, sono stati effettuati secondo i metodi della scienza delle costruzioni e della teoria dell'elasticità. Si sono analizzate le combinazioni più sfavorevoli delle condizioni elementari di carico al fine di individuare i valori massimi e minimi delle sollecitazioni cercate. Il calcolo è stato eseguito in conformità alla vigente normativa tecnica e più precisamente alle già citate "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 14/01/2008 (G.U. n.29 del 04/02/2008), ricorrendo al metodo degli Stati Limite.

5.1.1 Analisi Statica

5.1.1.1 Combinazione statica SLU

Le combinazioni adottate per le verifiche statiche allo stato limite ultimo sono:

$$\text{Combinazione fondamentale} \quad F_d = \sum_{i=1}^{ng} \gamma_{gi} \cdot G_{ki} + \gamma_{q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

$$\text{Combinazione eccezionale} \quad F_d = A_d + \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

G_{ki}	è il valore caratteristico delle azioni permanenti
A_d	è il valore caratteristico dell'azione eccezionale
Q_{1k}	è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
Q_{ik}	è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
γ_g	coefficiente parziale per la i-esima azione permanente
γ_q	coefficiente parziale per la i-esima azione variabile
ψ_{0i}	coefficiente di combinazione
ψ_{2i}	coefficiente di combinazione per azioni eccezionali

Si riportano di seguito, in tabella 5.1, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni agenti sull'opera in esame.

CATEGORIA	AZIONE VARIABILE	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria K	Coperture per usi speciali (impianti)	1,00	0,90	0

Tabella 5-1: Valore dei coefficienti di combinazione (NTC 2018 – tabella 2.5.I)

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta come criterio progettuale l'Approccio 2. In questo principio si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali,

definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 di tabella 5.2.

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 5-2 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab. 2.6.I NTC18)

5.1.1.2 Combinazione statica SLE

Le combinazioni per le verifiche statiche allo stato limite di esercizio sono:

Combinazione rara

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione frequente

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \psi_{1i} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione per azioni rare
- ψ_{1i} coefficiente di combinazione per azioni frequenti
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni quasi permanenti

I valori dei coefficienti di combinazione per le azioni agenti sull'opera in esame sono quelli in Tabella 5-1.

5.2 Analisi Sismica

Scopo principale della Dinamica delle Strutture è quello di determinare le sollecitazioni interne e le deformazioni di sistemi strutturali sollecitati in modo arbitrario nel tempo. Si tratta di una estensione dei metodi dell'analisi strutturale, che, usualmente, sono definiti solo per i carichi statici. I carichi diventano funzioni del tempo, così come la risposta strutturale. Quando il carico è applicato dinamicamente entrano in gioco le masse e la risposta strutturale dipende anche dalle forze di inerzia, che si oppongono alle accelerazioni, oltre che dalle forze elastiche, che si oppongono agli spostamenti. Se la struttura è soggetta anche a forze di smorzamento viscoso, la risposta dipenderà anche da tali forze, che nel caso più semplice si oppongono alle velocità.

Data l'importanza dell'opera, in accordo alle prescrizioni al Progetto Definitivo del Consiglio Superiore dei Lavori, per la determinazione delle sollecitazioni dovute all'azione sismica di progetto si adotta la metodologia dell'analisi modale con spettro di risposta.

5.2.1 Analisi modale con spettro di risposta

Secondo le teorie sviluppate dalla Dinamica delle Strutture il metodo dell'analisi modale con spettro di risposta consiste nelle seguenti passi:

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale)
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentato dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- combinazione di questi effetti

Secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni - NTC2018 devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, in particolare vanno esaminati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

E_j = valore dell'effetto relativo al modo j

ρ_{ij} = coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

ξ = smorzamento viscoso dei modi i e j

β_{ij} = rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

5.2.1.1 Analisi modale

L'analisi modale è lo strumento fondamentale per la comprensione del comportamento dinamico della struttura e fornisce indicazioni utili riguardo la risposta, in campo elastico, della stessa ad un carico dinamico come il sisma.

L'analisi modale consente di analizzare le seguenti grandezze rappresentative:

- periodi modali T_i , importanti per conoscere il valore dell'accelerazione spettrale corrispondente $S_a(T_i)$;
- valore delle masse partecipanti corrispondenti ai vari modi, necessario per stabilire quanti modi considerare nell'analisi (in funzione alle richieste del codice normativo da impiegare);
- coefficienti di partecipazione dei singoli modi, legati al valore del taglio alla base corrispondente dalla relazione:

Per il corretto svolgimento di un'analisi modale devono essere state compiutamente definite:

- rigidità della struttura: attraverso la modellazione degli elementi strutturali e dei relativi vincoli interni ed esterni;
- massa della struttura: attraverso l'inserimento di carichi o masse che rappresentino adeguatamente l'effettiva distribuzione di massa della struttura.

L'analisi modale prevede di calcolare, tramite l'utilizzo dello spettro di risposta di pseudo-accelerazione, i valori massimi di sollecitazione e spostamenti associati a ciascun modo di vibrare della struttura supposta elastica lineare, e quindi di combinarli in modo opportuno.

Equazione del moto

$$-c\dot{u} - ku = m\ddot{x}$$

Dalla quale è possibile ricavare, note le condizioni iniziali del sistema, lo spostamento nel tempo della struttura. Più comunemente l'equazione del moto si trova scritta nella forma:

Variante equazione del moto

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{x}_g \quad (1)$$

ω è la frequenza propria da cui si ricava il periodo naturale $T = 2\pi/\omega$, se la frequenza è di tipo smorzata si può ottenere una soluzione dell'equazione del moto tramite l'integrale di Duhamel

Integrale di Duhamel

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau$$

Nota lo spostamento relativo del sistema è immediato ricavare la velocità relativa derivando l'equazione precedente si ottiene:

$$\dot{u}(t) = \int \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos \omega(t-\tau) + \tan^{-1} \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} d\tau \quad (2)$$

Ed infine l'accelerazione assoluta si ricava sostituendo le espressioni (1) e (2) nell'equazione:

$$\ddot{x} = -\omega^2u - 2\xi\omega\dot{u}$$

Nota quindi il moto della struttura è possibile calcolare le azioni interne necessarie per progettare o verificare la struttura. Essendo noti in ogni istante di tempo gli spostamenti della struttura, le rotazioni nei nodi degli elementi strutturali e quindi ricavare, conoscendo la rigidezza del singolo elemento, le caratteristiche delle sollecitazioni e gli sforzi.

5.2.1.1.1 Definizione della rigidezza strutturale

La rigidezza della struttura dipende dalla rigidezza degli elementi strutturali e dal loro grado di vincolo, interno ed esterno.

Ai fini di una corretta modellazione è necessario che siano definite compiutamente le caratteristiche meccaniche dei materiali e le caratteristiche geometriche delle varie sezioni.

È opportuno notare che l'analisi modale è, di fatto, un'analisi lineare pertanto essa non è in grado di cogliere fenomeni non lineari che comportino la variazione di rigidezza di elementi strutturali (come, ad esempio, la variazione di rigidezza dovuta alla fessurazione del calcestruzzo nelle sezioni in CA).

5.2.1.1.2 Definizione della massa strutturale

Ai fini di un corretto svolgimento dell'analisi modale è fondamentale che le masse strutturali inserite nel modello di calcolo siano rappresentative dell'effettiva distribuzione di massa sulla struttura. L'approccio utilizzato nei calcoli prevede l'utilizzo del comando "Load to mass", attraverso il quale i carichi permanenti vengono convertiti in masse traslazionali secondo le 3 direzioni principali del sistema di riferimento.

5.2.1.1.3 Analisi agli autovalori

Questa analisi comporta l'estrazione delle frequenze di vibrazione proprie della struttura e delle configurazioni modali (autovalori e autovettori) come risposta combinata di una serie di sistemi ad un grado di libertà (1DOF), anziché un sistema a molti gradi di libertà.

Gli autovalori rappresentano le frequenze proprie di vibrazione delle strutture, mentre gli autovettori descrivono le relative configurazioni modali.

Per l'estrazione degli autovalori si adotta il Metodo di Ritz Vector che si occupa dell'estrazione dei modi propri strutturali (in termini di forme modali e relative frequenze vibrazionali) passando attraverso la trasformazione discreto originario, ottenuto mediante approccio FEM e quindi generalmente sparso e di grande dimensione, in uno denso e di dimensione molto più ridotta, definito in funzione degli effetti generati dai carichi applicati sulla struttura stessa ed impiegando una opportuna procedura di ortogonalizzazione, quest'ultima volta a definire una base ortonormale del sottospazio nel quale si ambienta il problema ridotto.

5.2.1.1.4 Analisi spettrale

Assegnato un moto del suolo $\ddot{u}_g(t)$, il diagramma dei valori massimi della risposta in funzione del periodo naturale del sistema T , per un valore prefissato del rapporto di smorzamento ξ , è chiamato spettro di risposta.

La variazione di T consente di considerare tutti i possibili sistemi lineari viscosi a un grado di libertà.

Al variare di ξ si possono tracciare diversi spettri, in modo da considerare i tipici intervalli di variazione dello smorzamento delle strutture. Pertanto, per un'assegnata componente del moto del suolo, lo spettro di risposta consente di rappresentare la risposta massima di tutti i possibili sistemi lineari viscosi a un grado di libertà.

5.2.2 Combinazione sismica SLC

In accordo con le Norme tecniche per la progettazione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) - D.M. delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26.06.2014 - si considera il collasso della struttura e quindi la combinazione adottata per le verifiche sismiche allo stato limite di collasso è:

$$F_d = E + \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- E è il valore caratteristico delle azioni sismiche
- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle azioni variabili
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni quasi permanenti

Si riporta di seguito, il valore dei coefficienti di combinazione per le azioni agenti sull'opera in esame.

CATEGORIA	AZIONE VARIABILE	ψ_{2i}
Categoria K	Coperture per usi speciali (impianti)	0

Tabella 5-3: Valore dei coefficienti di combinazione (NTC 2018 – tabella 2.5.I)

6 CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

6.1 Modellazione della traversa

Le sollecitazioni di progetto utili per la verifica delle strutture sono state desunte da un modello agli elementi finiti tridimensionale elaborato con il codice di calcolo GEN di Midas Information Technology di estesa commercializzazione.

I modelli strutturali sono stati realizzati congruentemente alle geometrie strutturali e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

Nel modello ad elementi finiti realizzato, il peso degli elementi strutturali viene calcolato in automatico dal programma moltiplicando i volumi geometrici dei singoli elementi per le densità dei materiali con cui gli stessi elementi sono costituiti.

Gli elementi per cui avviene in automatico questa operazione sono quindi tutte le strutture in c.a. oggetto di analisi, modellate con elementi finiti bidimensionali tipo plate:

- n. 3 pile in c.a.
- platea fondazionale di sp 2 - 0.8 m
- soletta carrabile di collegamento di sp. 0.5 m
- muri di spessore variabile da 50 a 80 cm del canale di risalita della fauna ittica
- muro di delimitazione del DMV

Gli spessori di tali elementi plate vengono dedotti dalle tavole esecutive di cui al §1.4. Si ipotizza che le sezioni resistenti non siano fessurate e quindi il modulo elastico del calcestruzzo sia quello istantaneo calcolato con coefficiente di Poisson pari a 0.2.

I carichi gravitazionali sulla soletta carrabile quali il peso delle finiture, il carico equivalente della cabina di manovra e il sovraccarico d'esercizio vengono implementati come pressioni equivalenti sugli elementi plate rappresentativi della soletta.

Poiché non vengono discretizzate le paratoie a settore e piane, tutte le azioni agenti sulle stesse vengono implementate come carichi nodali equivalenti sulle tre pile e sul muro di delimitazione del canale di risalita della fauna ittica. Per il dettaglio delle azioni nodali e degli schemi statici assunti vedasi il capitolo 8.

Le spinte idrostatiche e idrodinamiche sulle pile vengono implementate attraverso carichi lineari su beam di inerzia trascurabile collegati agli edge dei plate delle pile (paramento di monte).

Le spinte statiche e dinamiche del terreno sulle pile e sul muro di risalita vengono implementate come pressioni equivalenti, come le sottospinte dell'acqua sulla platea fondazionale.

Le condizioni esterne di vincolo prevedono l'inserimento di rigidità lineari in corrispondenza della platea a simulare il coefficiente di sottofondo, supposto uniforme e pari a 1.6 kg/cmq (in accordo alle caratteristiche geotecniche del deposito ghiaioso-sabbioso descritto nella "Relazione di caratterizzazione geotecnica").

Sulla struttura in c.a. della nuova traversa di sbarramento si effettua un'analisi statica per carichi gravitazionali e un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico nei confronti delle combinazioni di carico sismico. Si opta per l'assunzione di un comportamento non dissipativo delle strutture, limitando le capacità dei materiali in campo elastico o sostanzialmente elastico per le analisi sismiche.

Le verifiche di resistenza e di esercizio effettuate sono coerenti con il capitolo 4 e il capitolo 7 delle NTC2018. L'analisi sismica è stata condotta mediante analisi modale con spettro di risposta, applicando l'azione sismica nelle tre direzioni principali.

Nel seguito si riportano delle immagini del modello ad elementi finiti utilizzato per le analisi oggetto di questa relazione:

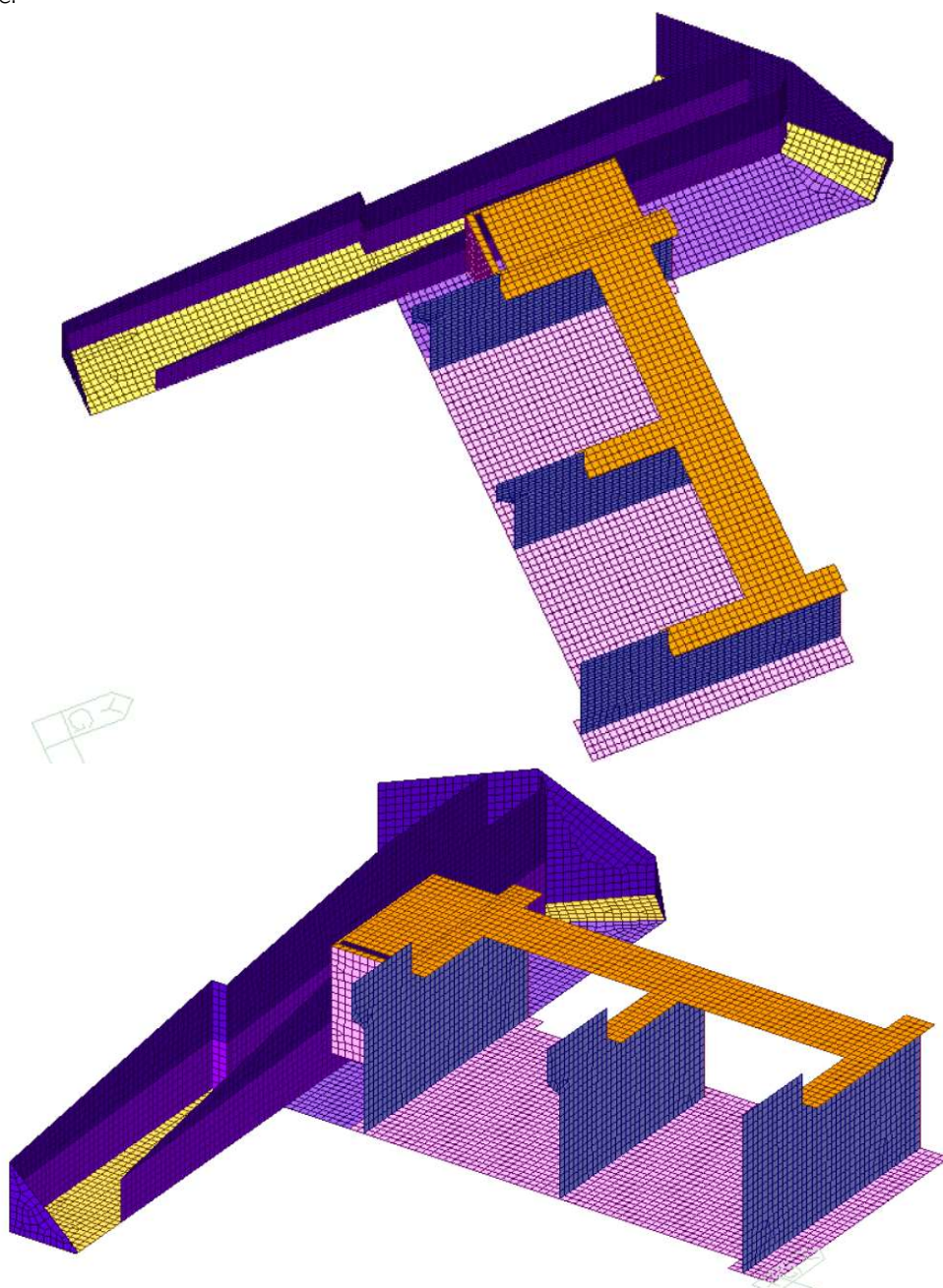


Figura 6-1: Modello FEM della traversa

6.2 Modellazione dei muri

La realizzazione della nuova traversa prevede anche la realizzazione di un camminamento ciclopedonale posto in adiacenza all'attuale Via del Baicc e si estende lungo la sponda Sud del fiume Chiese dal ponte esistente in Via Bertini Robero fino al termine di Via del Baicc.

Il camminamento è realizzato con muri a mensola in cemento armato c.a. di altezza variabile da un minimo di 1.6 ad un massimo di 9.8m. In corrispondenza della traversa lato Est si prevede la realizzazione di una rampa di accesso dedicata ai mezzi pesanti per la manutenzione o situazioni d'emergenza della traversa stessa.

L'intervento di regolazione del fiume Chiese oggetto della presente relazione prevede anche che la sponda Sud del fiume verrà protetta dal lato dell'alveo mediante una scogliera in massi alla base e superiormente con materassi tipo Reno sormontati da geostuoia tridimensionale e terreno vegetale inerbito. Dove presente, la presenza della scogliera in massi fornisce un contributo stabilizzante alla stabilità laterale e globale del muro stesso. Tale contributo è stato incluso nel dimensionamento del muro e valutato cautelativamente mediante un'altezza equivalente di terreno a valle della fondazione del muro stesso.

6.2.1 Criteri di modellazione e di verifica delle sezioni di calcolo

Le sezioni di calcolo rappresentative dei muri di sostegno previsti dall'intervento sono state selezionate sulla base dei seguenti criteri:

- altezza libera prevista per il muro
- livelli idrometrici del fiume Chiese in corrispondenza della traversa, considerando il non funzionamento della galleria di by-pass in occasione dell'evento di piena millenario. I livelli considerati nel dimensionamento sono:
 - o Condizione di esercizio: +365.0mslm, livello corrispondente alla quota di estradosso della platea di fondazione della traversa; tale livello è anche rappresentativo del fondo dell'alvei del fiume Chiese
 - o Condizione eccezionale: +368.26mslm; livello del fiume Chiese atteso a valle della traversa in caso di galleria chiuse e paratoie a settore completamente aperte.
- sovraccarichi accidentali previsti
- effetto stabilizzante indotto dalla presenza della scogliera in massi a quota fondazione muro
 - o considerando una pendenza della scogliera 1V:1H dedotta dagli elaborati di progetto, si è determinata un'altezza di terreno a valle che riduce l'altezza libera del muro. Il contributo di tale terreno è incluso soltanto ai fini della verifica a carico limite e stabilità globale dell'opera. Non è considerato nella verifica a scorrimento/ribaltamento.

L'equilibrio e stabilità del muro di sostegno è stata analizzata sia in condizioni statiche che dinamiche indotte dall'azione sismica di progetto definita al Par. 4.3.

Di seguito si riporta uno stralcio della planimetria di progetto dell'intervento ed una tabella riepilogativa delle geometrie dei muri previsti (Figura 6 4, Tabella 6 1). Dal riepilogo fornito si evince che le sezioni di altezza maggiori sono in corrispondenza della Traversa, dove si prevede la realizzazione dei muri andatori EST ed OVEST. Nei paragrafi seguenti si riporta il dimensionamento e le verifiche effettuate per tali sezioni di calcolo.

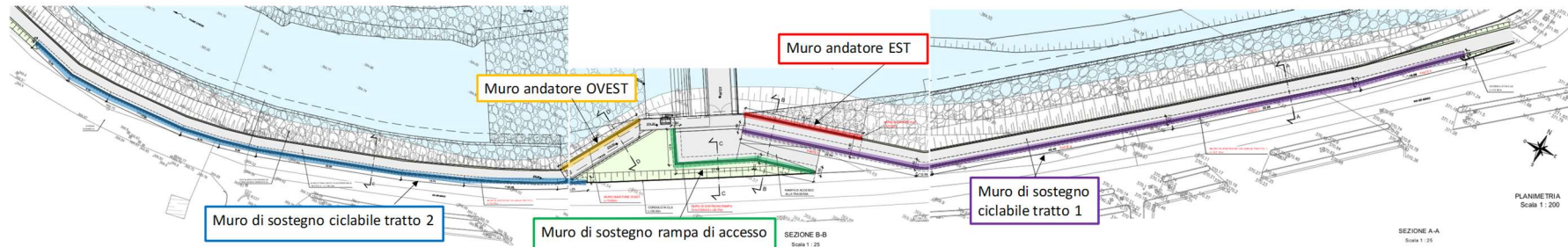


Figura 6-2 Estratto planimetria di progetto (PE-NTR-OSD-GE-003-PL)

	Tratto	Parte	Estensione (m)	Altezza paramento verticale H (m)	Larghezza fondazione B (m)	Spessore fondazione s (m)	Altezza totale muro H _{tot} (m)
1	Muro andatore EST	-	20.00	8.80	3.60	1.00	9.80
2	Muro di sostegno ciclabile (Lato Est)	1	29.94	3.70	1.80	0.40	4.20
3	Muro di sostegno ciclabile (Lato Est)	1	45.15	2.60	1.50	0.40	3.00
4	Muro di sostegno rampa di accesso (Lato Est)	1	29.75	2.55	1.5	0.40	2.95
5	Muro di sostegno ciclabile (Lato Est)	1	18.88	1.70	1.2	0.30	2.00
6	Muro andatore OVEST	-	15.60	6.70	2.90	0.80	7.50
7	Muro di sostegno ciclabile (Lato Ovest)	A	37.47	1.30	1.1	0.30	1.60
8		B	16.99	1.30	1.1	0.30	1.60
9		C	32.06	1.30	1.1	0.30	1.60
10		D	39.47	1.30	1.1	0.30	1.60

Tabella 6-1 Riepilogo geometria muri

Schema di calcolo	Geometria				Carichi agenti		Scogliera massi	
	Q.ta intrad. Fondazione (mslm)	Q sommità muro (mslm)	Larghezza fondazione B (m)	H totale muro (m)	Q acc. distribuiti (kPa)	Q acc. concentrati (kPa)	Presenza scogliera in massi (-)	H equiv. Terreno a valle (m)
Muro andat. EST	+363.00	372.80	5.5	9.80	25	H= 1.5kN/m M= 1.65kNm/m	SI'	1.00
Muro andat. OVEST	+363.00	364.60	3.60	7.50	10		SI'	1.25

Tabella 6-2 Riepilogo geometria e carichi schemi di calcolo

Per gli schemi di calcolo riportati in Tabella 6-2 si sono considerati i seguenti scenario di calcolo:

- Scenario 1: Condizioni di esercizio
 - o Quota della falda pari a +365.0mslm
 - o Analisi in condizioni statiche: regime di spinta attiva secondo teoria di Rankine
 - o Analisi pseudostatica: regime di spinta attiva + incremento sismico secondo teoria Mononobe Okabe
- Scenario 2: Condizioni eccezionali
 - o Quota della falda pari a +368.26mslm;
 - o Analisi in condizioni statiche: regime di spinta attiva secondo teoria di Rankine;
 - Verifica GEO (scorrimento, ribaltamento, carico limite della fondazione, stabilità globale) e verifiche SLU-STR con coefficienti parziali azioni e resistenze unitari

Maggiori dettagli in merito a geometria dei muri, stratigrafia, condizioni di carico e risulti delle verifiche effettuate sono forniti nel Par. 12.5.

6.3 Codici di calcolo utilizzati

6.3.1 Civil 2018 – MIDAS IT

Civil 2018 è un sistema di calcolo agli elementi finiti “general-purpose” costituito da un pre-processore, solutore e post-processore, progettato e sviluppato da MIDAS Information Technology Co. Ltd dal 1989. Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Tale software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi al mondo con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.

Riferimenti:

MIDAS CIVIL 2018 ver. 1.2, MIDAS Information Technology Co. Ltd, Tower B, 17, Pangyo-ro 228beon-gil, Bundang-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do, 13487, Korea - distribuito in Italia da CSP Fea s.c. via Zuccherificio 5/D, 35042 Este (PD)

6.3.2 RC-SEC – GeoStru

RC-SEC è un software, progettato e sviluppato dalla GeoStru Srl – Bianco (RC), per la verifica generica delle sezioni in C.A. Il programma è utilizzato per la verifica di tutte le sezioni in cemento armato dell'opera in esame, in particolare le verifiche presso-flessionali, flessionali e di taglio. Si tratta di un programma di larga diffusione, presente ed utilizzato oramai da vari anni, e di comprovata affidabilità.

Riferimenti:

RC-SEC ver. 2015.10.2.465, GeoStru Srl, via C. Colombo 89 – 89032 BIANCO (RC)

6.3.3 Max – Aztec Informatica Srl

Per il progetto e dimensionamento dei muri è stato utilizzato il programma MAX, progettato e sviluppato dalla Aztec InformaticaSrl – Casole Bruzio (CS), è dedicato alla analisi dei muri di sostegno. Il software permette di sviluppare completamente le verifiche geotecniche e strutturali dei manufatti.

Riferimenti: MAX ver. 16.2 B - 2022, Aztec InformaticaSrl, Corso Umberto I, 42–87050 CASOLE BRUZIO(CS).

6.3.4 Fogli di calcolo – Office Excel 2013 - Microsoft

A completamento dell'analisi strutturale sono stati utilizzati anche fogli di calcolo appositamente predisposti per specifiche verifiche con il programma Office Excel 2013 di Microsoft.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFICA

In accordo alla “Relazione geotecnica - Nuova Traversa” si evidenzia che il settore in cui si colloca l'opera di sbarramento è caratterizzato, in termini geologici e stratigrafici, da una marcata eterogeneità, muovendo lungo l'alveo del Chiese emissario; se in destra idrografica si rilevano gli affioramenti del substrato costituito dalle Arenarie della Val Sabbia, in sinistra idrografica il substrato medesimo è atteso a profondità da p.c. superiori ai 20 m; si è rilevata inoltre la presenza di depositi di natura alluvionale/lacustre anche a granulometria fine (sabbioso, sabbioso-limoso).

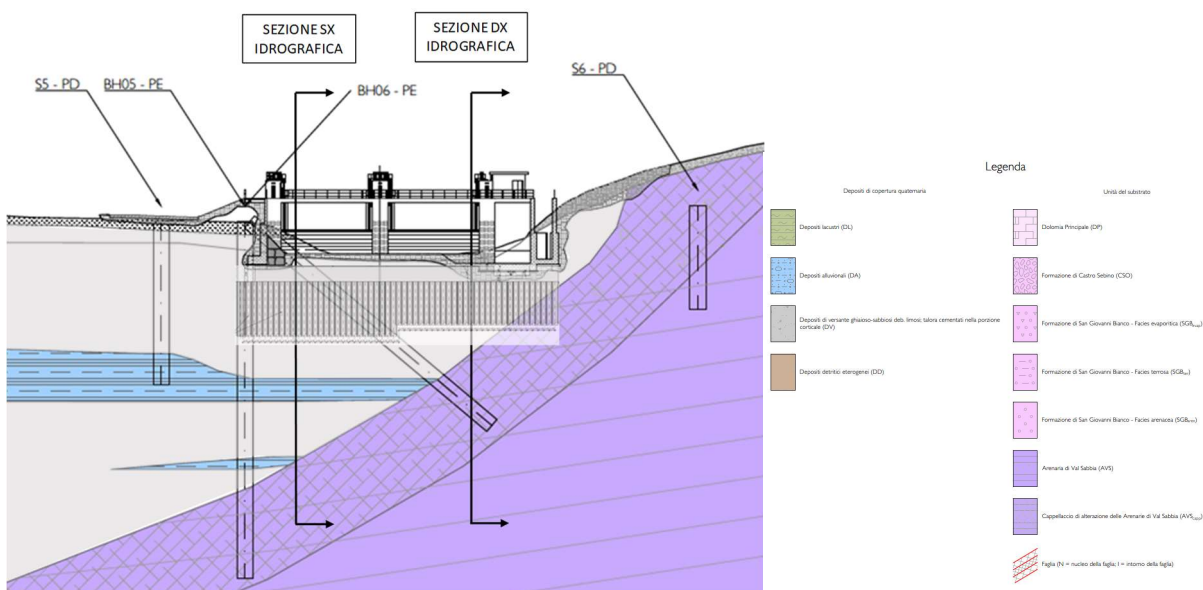


Figura 7-1 – Sezione geotecnica con indicate le sezioni di calcolo sulla base delle indagini PE 2016

7.1 Caratterizzazione geotecnica

La tabella che segue propone il set di parametri geotecnici caratterizzanti le Unità Geotecniche individuate.

SEZIONE SX IDRAULICA - PARAMETRI PARATIE - NUOVA TRAVERSA												
Stratigrafia			SPESSORE [m]	Profondità (rispetto estradosso platea)			Proprietà fisiche e idrauliche		Proprietà meccaniche			
				da [m]	a [m]	γ_n [kN/m ³]	k [m/s]	ϕ' [°]	c'_{TD} [kPa]	E25 (operativo) [MPa]	ν [-]	
Strato 2	G,S	Ghiaie sabbiose	18	2	20	20	1.00E-04	37	0	50	0.25	
	Livelli e lenti AL	Livelli argilloso-limosi all'interno dell'unità "G,S"										
Strato 3	A	Limi argilloso-sabbiosi	3	20	23	20.5	2.20E-08	28	36	8	0.30	
Strato 4	C	Arenaria di Valsabbia - Cappellaccio di alterazione	11	23	34	22	1.00E-05	36.5	47.5	400	0.3	
Strato 5	AVS _{EXF}	Arenaria di Valsabbia - Ammasso roccioso estremamente fratturato	3	34	37	22.5	3.00E-07	42.5	101	711	0.3	
Strato 6	AVS _{AR}	Arenaria di Valsabbia - Ammasso roccioso	-	37	>	25	3.00E-07	54.5	276.5	3996	0.30	

Tabella 7-1– Parametri geotecnici dei terreni della nuova traversa (sezione SX idraulica)

SEZIONE DX IDRAULICA - PARAMETRI PARATIE - NUOVA TRAVERSA											
Stratigrafia			SPESSORE	Profondità (rispetto estradosso platea)		γ_n	k	Proprietà meccaniche			
				da [m]	a [m]			ϕ'	c'	E25 (operativo)	ν
			[m]			[kN/m ³]	[m/s]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
Strato 2	G,S	Ghiaie sabbiose	11	2	13	20	1.00E-04	37	0	50	0.25
	Livelli e lenti AL	Livelli argilloso-limosi all'interno dell'unità "G,S"									
Strato 4	C	Arenaria di Valsabbia - Cappellaccio di alterazione	11	13	24	22	1.00E-05	36.5	47.5	400	0.30
Strato 5	AVS _{EMF}	Arenaria di Valsabbia - Ammasso roccioso estremamente fratturato	3	24	27	22.5	3.00E-07	42.5	101	711	0.30
Strato 6	AVS _{AR}	Arenaria di Valsabbia - Ammasso roccioso	-	27	>	25	3.00E-07	54.5	276.5	3996	0.30

Tabella 7-2– Parametri geotecnici dei terreni della nuova traversa (sezione DX idraulica)

8 ANALISI DEI CARICHI

Si porta di seguito l'analisi dei carichi agenti sulla nuova traversa, agiscono i carichi riportati a seguire:

8.1 Pesì propri strutturali

Coerentemente con le densità elencate precedentemente, nel seguito si illustrano i principali pesi propri strutturali modellati come carichi applicati in quanto non afferenti ad oggetti discretizzati nella modellazione fem.

8.1.1 Cabina di manovre paratoie

Sulla soletta carrabile, in corrispondenza del canale di deflusso minimo vitale, viene installata una struttura scatolare in c.a. che ospita il locale di manovra delle paratoie. Tale struttura viene implementata nella modellazione della traversa come un carico equivalente portato dalla suddetta soletta pari a $g_{1k} = 8.3 \text{ kN/mq}$ su un'impronta di 12.9 mq.

Copertura:

Ingombro zona con solaio misto in c.a con alleggerimenti in laterizio

$a =$	3,3	m	Lato corto copertura
$b =$	3,9	m	Lato lungo copertura
$A =$	12,87	mq	Area impalcato copertura
$g_{1k} =$	2,7	kN/mq	Peso proprio soletta di copertura
$g_{1k} =$	34,7	kN	Peso proprio soletta di copertura

Pilastri:

$g_{1k} =$	6,75	kN	a Pilastro	n.	4
$g_{1k} =$	27,0	kN			
$g_{1 \text{ tot}} =$	153,7	kN	---->	8,3	kN/mq

8.2 Carichi permanenti non strutturali gravitazionali

8.2.1 Soletta carrabile

Per la nuova soletta di 50 cm di collegamento ai tre setti principali si prevede un carico legato alle finiture pari a:

Carico permanente portato

$$g_{2k} = 2 \text{ kN/mq}$$

8.2.2 Cabina di manovra paratoie

Sulla soletta carrabile, in corrispondenza del canale di deflusso minimo vitale, viene installata una struttura scatolare in c.a. che ospita il locale di manovra delle paratoie. Tale struttura viene implementata nella modellazione della traversa come un carico equivalente portato dalla suddetta soletta pari a $g_{2k} = 9.1 \text{ kN/mq}$ su un'impronta di 12.9 mq

Permanente portato:

$g_{2k} =$	0,96	kN/mq	Finiture impalcato di copertura
$a =$	4,5	m	Lato corto copertura
$b =$	4,9	m	Lato lungo copertura
$A =$	22,05	mq	Area impalcato copertura
$g_{2k} =$	21,2	kN	Finiture impalcato di copertura

Tamponamento perimetrale:

$g_{2k} =$	8,25	kN/m	Laterizio	
$g_{2k} =$	1,62	kN/m	Intonaco	
$g_{2k} =$	9,87	kN/m	Peso tamponamento	$L = 14,8 \text{ m}$
$g_{2k} =$	146,1	kN		
$g_{2k \text{ tot}} =$	167,2	kN	---->	9,1 kN/mq

8.2.3 Pesì delle paratoie

Il peso permanente portato delle paratoie in acciaio G_{2k} viene desunto dalle tavole esecutive costruttive degli organi di regolazione. Si sottolinea che le paratoie e i panconi, siano essi piani o curvi, vengono implementate come carichi nodali nel modello numerico di cui al capitolo 6.

In particolare, la paratoia piana DMV e la relativa panconatura trovano vincolo sulla pila in dx orografica e sul muro di risalita della fauna ittica. La reazione derivante dal vincolo viene assimilata ad un'azione nodale sulla pila e sul muro, di entità uguale alla metà di quanto sotto riportato.

Analogo ragionamento vale per le due panconature centrali a settore, che trovano vincolo sulle tre pile. La reazione derivante dal vincolo viene assimilata ad azioni nodali sulle pile di entità uguale alla metà di quanto sotto riportato.

Infine, per quanto riguarda le due paratoie curve a settore, esse trovano vincolo in corrispondenza dei perni e dei pistoni delle tre pile. Si ipotizza che la singola paratoia a settore sia schematizzabile, infatti, come un sistema isostatico con cerniere, in corrispondenza dei perni, e carrelli con asse coincidente con quello del cilindro dei pistoni. Le reazioni dei vincoli vengono assimilate ad azioni sulle pile. Nel seguito vengono descritte le azioni gravanti sui perni e sui cilindri delle pile laterali e di quella centrale.

Paratoia piana DMV

Manto	1501	daN
Gargame	853	daN
Vitone	602	daN
Albero	9	daN
Totale =	2965	daN

Panconatura DMV

Pancone	4412	daN
Gargame	699	daN
Trave pesc	478	daN
Totale =	5589	daN

Panconature a settore n =2

Pancone	34857,5	daN
Gargame	1375,8	daN
Trave pesc	841,8	daN
Totale =	37075,1	daN/cad

Paratoie a settore n =2

Guarnizioni	7,70	daN
Guarnizioni	55,12	daN
Gambe	4243,30	daN
Gambe	4243,30	daN
Settore	10339,06	daN
Settore	2718,10	daN
Settore	4225,50	daN
Ruota	976,40	daN
Totale =	26808,48	daN/cad

	CENTRALE	
	Cilindro	Perno
Vy =	109	-109 kN
Nz =	-350	80 kN

	LATERALE	
	Cilindro	Perno
Vy =	54,5	-54,5 kN
Nz =	-175	40 kN

8.3 Carichi permanenti non strutturali - Terreno

Il terreno induce delle spinte sul setto in sx orografica e sul muro che delimita il canale di risalita della fauna idraulica. Si rimanda al §7 per le caratteristiche geotecniche del terreno.

Nel seguito il dettaglio delle spinte considerate:

CARICO TERRENO: SPINTA STATICA

Lato Risalita fauna ittica

$\phi = 35$	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi = 0,57$	-		
$\beta = 9$	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta = 0,16$	-		
$k_0 = 0,493$	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma t = 20$	kN/mc	Densità terreno	
$z_{\text{max}} = 7,800$	m		
$g_{2k} = 0$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} = 76,93$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	7,800

Lato in sx orografica

$\phi = 35$	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi = 0,57$	-		
$\beta = 0$	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta = 0,00$	-		
$k_0 = 0,426$	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma t = 20$	kN/mc	Densità terreno	
$z_{\text{max}} = 7,800$	m		
$g_{2k} = 0$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} = 66,52$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	7,800

8.4 Carichi permanenti non strutturali - Acqua

Coerentemente con il DM 2014 Dighe (§C7.2), il carico legato al battente idraulico viene implementato solo per il paramento a monte, trascurando quello del paramento a valle.

Vengono valutate due condizioni di carico, quella legato al massimo invaso (q.ta sfioro 368.00 m slm) e quello eccezionale in corrispondenza della piena millenaria (q.ta sfioro 371.23 m slm).

In entrambi i casi di carico si ipotizza che le paratoie a settore siano in corrispondenza della soglia inferiore e quindi garantiscano lo sbarramento, totale o parziale, del flusso idrico.

Tale ipotesi massimizza le sollecitazioni sugli elementi resistenti in c.a.

In aggiunta alla spinta dell'acqua sulle pile e sulle paratoie, coerentemente con il paragrafo C7.4 del DM2014 Dighe, viene implementata anche la sottospinta idraulica sulla fondazione, derivante da analisi effettuate sul moto di filtrazione.

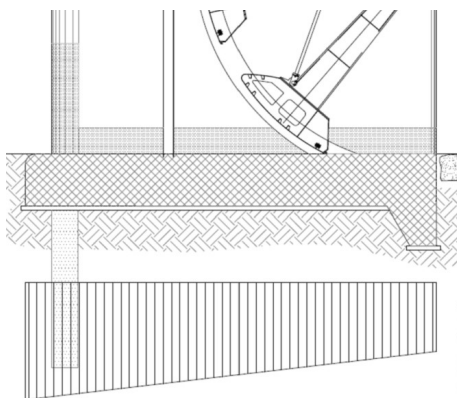


Figura 8-1: Diagramma sottopressioni idrauliche in condizioni statiche – [kN/m²]

Infine, viene considerato il peso, sulla platea, dell'acqua trattenuta dalla paratoia, corrispondente al battente idraulico considerato nelle due condizioni di carico sopra descritte.

In seguito, si riportano i carichi considerati, ipotizzando che la singola paratoia a settore sia schematizzabile come un sistema isostatico con cerniere in corrispondenza dei perni e carrelli con asse coincidente con quello del cilindro dei pistoni, analogamente a quanto descritto nel §8.2.3:

CARICO IDROSTATICO CONDIZIONE DI MASSIMO INVASO 368,00 M SLM

Pile

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	5	m	Battente idrico
$i =$	2	m	Fronte perpendicolare al flusso
$g_{2k} =$	250	kN	Spinta idrostatica su pila
$g_{2k} =$	0	kN/m	Gradiente di carico per $h = [m]$ 0
$g_{2k} =$	100	kN/m	Gradiente di carico per $h = [m]$ 5

Setto DMV

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	5	m	Battente idrico
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$ 0
$g_{2k} =$	50	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$ 5
$h =$	3,65	m	Altezza Setto DMV
$h =$	5,5	m	Larghezza Setto DMV
$g_{2k} =$	366,4	kN	Spinta idrostatica su setto

Paratoia a settore

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	5	m	Battente idrico
$h =$	2	m	Altezza Platea immersa
$h =$	3	m	Battente idrico effettivo su paratoia
$i =$	11,5	m	Fronte perpendicolare al flusso
$b =$	4,5	m	Sviluppo manto
$g_{2k} =$	776,25	kN	Spinta idrostatica su ciascuna paratoia a settore

CENTRALE

	Cilindro	Perno
$V_y =$	442	-1219 kN
$N_z =$	-1422	1422 kN

LATERALE

	Cilindro	Perno
$V_y =$	221	-609,5 kN
$N_z =$	-711	711 kN

Peso colonna d'acqua : fondazione

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	3	m	Altezza paratoia a settore
$g_{2k} =$	30	kN/mq	Spinta idrostatica su fondazione

Sottopressione idraulica: fondazione da analisi idrauliche

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	2,632	m	Battente idrico valle
$h =$	4,476	m	Battente idrico monte
$g_{2k} =$	26,32	kN/mq	Gradiente di carico valle
$g_{2k} =$	44,76	kN/mq	Gradiente di carico monte

CARICO IDROSTATICO CONDIZIONE ECCEZIONALE 371,23 M SLM

Pile

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	8,23	m	Battente idrico
$i =$	2	m	Fronte perpendicolare al flusso
$g_{2k} =$	677,329	kN	Spinta idrostatica su pila
$g_{2k} =$	0	kN/m	Gradiente di carico per $h = [m]$ 0
$g_{2k} =$	164,6	kN/m	Gradiente di carico per $h = [m]$ 8,23

Setto DMV

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	8,23	m	Battente idrico
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$ 0
$g_{2k} =$	82,3	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$ 8,23
$h =$	6,88	m	Altezza Setto DMV
$h =$	5,5	m	Larghezza Setto DMV
$g_{2k} =$	1301,7	kN	Spinta idrostatica su setto

Paratoia a settore

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	8,23	m	Battente idrico
$h =$	2	m	Altezza Platea immersa
$h =$	6,23	m	Battente idrico effettivo su paratoia
$h =$	3	m	Altezza paratoia
$g_{2k} =$	62,3	kN/mq	Carico trapezio su paratoia
$g_{2k} =$	32,3	kN/mq	
$i =$	11,5	m	Fronte perpendicolare al flusso
$b =$	4,5	m	Sviluppo manto
$g_{2k} =$	2448	kN	Spinta idrostatica su ciascuna paratoia a settore ok

CENTRALE

	Cilindro	Perno
$V_y =$	1400	-3850 kN
$N_z =$	-4490	4490 kN

LATERALE

	Cilindro	Perno
$V_y =$	700	-1925 kN
$N_z =$	-2245	2245 kN

Peso colonna d'acqua : fondazione

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	3	m	Carico stazionario su platea in condizione eccezionale - T ritenuto da paratoia a settore
$g_{2k} =$	30	kN/mq	Spinta idrostatica su fondazione

Sottopressione idraulica: fondazione da analisi idrauliche

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h =$	2,632	m	Battente idrico valle
$h =$	4,476	m	Battente idrico monte
$g_{2k} =$	26,32	kN/mq	Gradiente di carico valle
$g_{2k} =$	44,76	kN/mq	Gradiente di carico monte

8.5 Sovraccarichi variabili

8.5.1 Soletta carrabile

Per la nuova soletta di 50 cm di collegamento ai tre setti principali si propone di considerare il sovraccarico q_k di entità pari a 25 kN/mq come un carico in categoria K (tab 2.5.I NTC2018) con coefficienti di combinazione nel seguito elencati:

$$\begin{aligned} \psi_0 &= 1 \\ \psi_1 &= 0.9 \\ \psi_2 &= 0 \end{aligned}$$

Sovraccarico cat. k

$$q_k = 25 \text{ kN/mq}$$

8.5.2 Setto in sx orografica

Per la pila in sx orografica si propone un sovraccarico di esercizio agente sul terreno a monte di 25 kN/mq, K (tab 2.5.I NTC2018) con coefficienti di combinazione nel seguito elencati:

$$\begin{aligned} \psi_0 &= 1 \\ \psi_1 &= 0.9 \\ \psi_2 &= 0 \end{aligned}$$

Sovraccarico cat. k

$$q_k = 25 \text{ kN/mq}$$

CARICO TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO

Lato in sx orografica

$\phi =$	35	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0,57	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0,00	-		
$k_0 =$	0,426	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$p_0 =$	25	kN/mq	Sovraccarico	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	10,66	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	7,800

8.6 Azione da neve

Il calcolo del carico da neve viene effettuato secondo quanto previsto al capitolo 3.4.1 delle NTC2018.

Sovraccarico Neve

$a_s =$	376,1	m	
$q_{sk} =$	1,76	kN/mq	Zona I Alpina
$T_n =$	100	anni	
$v =$	0,6	anni	Approccio cautelativo
$q_{sn} =$	1,9861	kN/mq	
$\mu =$	0,80	-	
$C_e = C_t =$	1,00	-	
$q_s =$	1,59	kN/mq	

Tale carico viene ritenuto trascurabile rispetto al sovraccarico di manutenzione di 25 kN/mq e quindi non implementato.

8.7 Azione da vento

Tale carico viene ritenuto trascurabile rispetto alle spinte idrauliche e quindi non implementato.

8.8 Azione sismica

Si riportano i principali parametri per la definizione dell'azione sismica:

- Classe d'uso della struttura IV
- Vita nominale VN = 100 anni
- Coefficiente d'uso CU = 2,0
- Periodo di riferimento per la costruzione VR = VN · CU = 200 anni
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T1

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0,080	2,451	0,259
SLD	201	0,101	2,470	0,263
SLV	1898	0,243	2,438	0,283
SLC	2475	0,266	2,441	0,286

Tabella 8-1: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c per i periodi di ritorno T_R

Fattore di struttura:

Il fattore di struttura è stato assunto unitario, sia per lo spettro verticale che orizzontale, in quanto si opta per la progettazione della struttura come non dissipativa.

Si riportano i parametri e la determinazione degli spettri orizzontale e verticale in condizioni SLC analizzati:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,266 g
F_o	2,441
T_c	0,286 s
S_s	1,311
C_c	1,587
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,311
η	1,000
T_B	0,151 s
T_C	0,454 s
T_D	2,664 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,348
T_B	0,151	0,851
T_c	0,454	0,851
	0,559	0,690
	0,664	0,581
	0,770	0,502
	0,875	0,441
	0,980	0,394
	1,085	0,356
	1,190	0,324
	1,296	0,298
	1,401	0,276
	1,506	0,256
	1,611	0,240
	1,717	0,225
	1,822	0,212
	1,927	0,200
	2,032	0,190
	2,137	0,181
	2,243	0,172
	2,348	0,164
	2,453	0,157
	2,558	0,151
T_D	2,664	0,145
	2,727	0,138
	2,791	0,132
	2,854	0,126
	2,918	0,121
	2,982	0,116
	3,045	0,111
	3,109	0,106
	3,173	0,102
	3,236	0,098
	3,300	0,094
	3,364	0,091
	3,427	0,088
	3,491	0,084
	3,555	0,081
	3,618	0,079
	3,682	0,076
	3,745	0,073
	3,809	0,071
	3,873	0,069
	3,936	0,066
	4,000	0,064

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{ov}	0,185 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,699
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_{ov}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_{B1} \quad S_c(T) = a_d \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_{B1}} + \frac{1}{\eta \cdot F_c} \left(1 - \frac{T}{T_{B1}} \right) \right]$$

$$T_{B1} \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_d \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

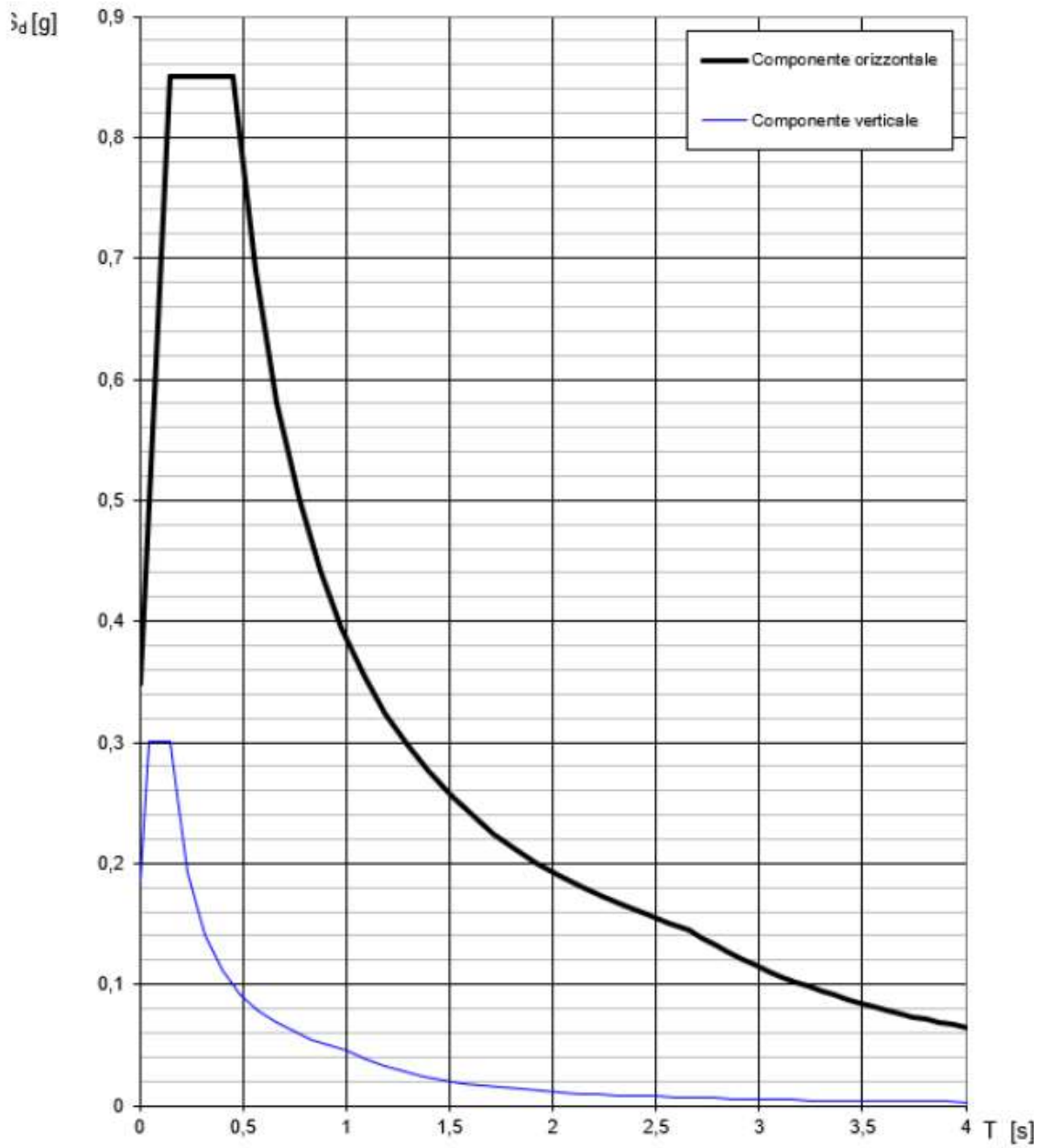
$$T_C \leq T < T_{D1} \quad S_c(T) = a_d \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T}{T} \right)$$

$$T_{D1} \leq T \quad S_c(T) = a_d \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,185
T_{B1}	0,050	0,301
T_C	0,150	0,301
	0,235	0,192
	0,320	0,141
	0,405	0,112
	0,490	0,092
	0,575	0,079
	0,660	0,068
	0,745	0,061
	0,830	0,054
	0,915	0,049
T_{D1}	1,000	0,045
	1,034	0,038
	1,188	0,032
	1,281	0,028
	1,375	0,024
	1,469	0,021
	1,563	0,019
	1,656	0,016
	1,750	0,015
	1,844	0,013
	1,938	0,012
	2,031	0,011
	2,125	0,010
	2,219	0,009
	2,313	0,008
	2,406	0,008
	2,500	0,007
	2,594	0,007
	2,688	0,006
	2,781	0,006
	2,875	0,005
	2,969	0,005
	3,063	0,005
	3,156	0,005
	3,250	0,004
	3,344	0,004
	3,438	0,004
	3,531	0,004
	3,625	0,003
	3,719	0,003
	3,813	0,003
	3,906	0,003
	4,000	0,003

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



8.8.1 Spinta sismica del terreno

Per la sovra spinta dinamica del terreno si opta per la formulazione di Mononobe Okabe, che propone l'amplificazione del cuneo di spinta in combinazioni sismica attraverso il coefficiente globale KAE, inclusivo degli effetti statici e sismici.

La spinta complessiva - statica e dinamica- indotta dal terreno in combinazioni sismiche risulta la seguente:

CARICO TERRENO: MONONOBE OKABE

Lato Risalita fauna ittica

$\phi =$	35	°	Angolo di attrito	0,611
$\beta =$	9	°	Inclinazione terrapieno	0,157
$\gamma_t =$	20	kN/mc	Densità terreno	
$a_g =$	0,266	g	SLC	
S=	1,311			
$a_{max} =$	0,35	g		
$k_h =$	0,35	-		
$k_v =$	0,17	-		
$\tan\theta =$	0,30			
$\theta =$	0,29	rad		
$\psi =$	1,57	rad		
$\delta =$	0,41	rad		
a =	0,900			
b =	0,736			
c =	0,185			
d =	1,430	-		
$K_{AE} =$	0,598			
$\rho =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per h= [m]	0
$\rho =$	109,62	kN/mq	Gradiente di carico per h= [m]-	7,800

Lato in sx orografica

$\phi =$	35	°	Angolo di attrito	0,611
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	0,000
$\gamma_t =$	20	kN/mc	Densità terreno	
$a_g =$	0,266	g	SLC	
S=	1,311			
$a_{max} =$	0,35	g		
$k_h =$	0,35	-		
$k_v =$	0,17	-		
$\tan\theta =$	0,30			
$\theta =$	0,29	rad		
$\psi =$	1,57	rad		
$\delta =$	0,41	rad		
a =	0,900			
b =	0,736			
c =	0,351			
d =	1,593	-		
$K_{AE} =$	0,482			
$\rho =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per h= [m]	0
$\rho =$	88,33	kN/mq	Gradiente di carico per h= [m]-	7,800

8.8.2 Spinta sismica dell'acqua

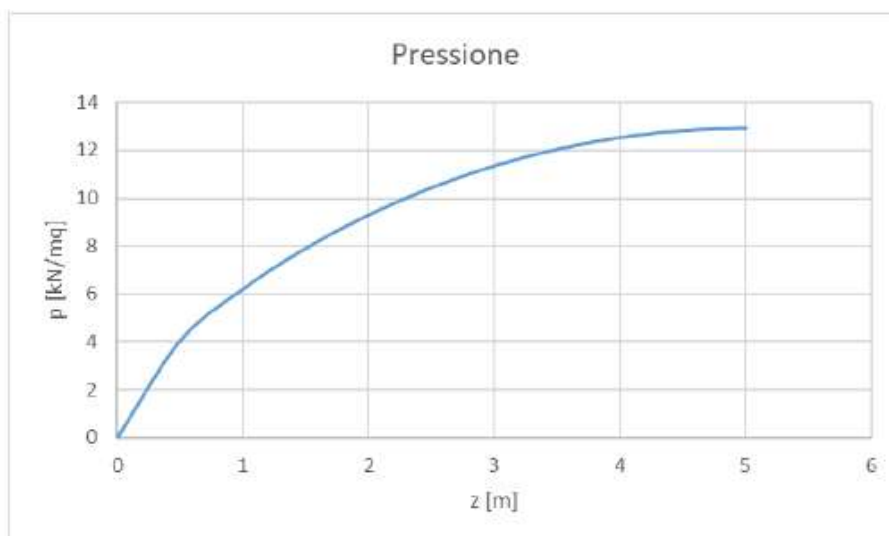
La sovraspinta dinamica legata all'acqua viene considerata solo nella condizione di carico di massimo invaso. Per il calcolo della stessa si utilizzano le formulazioni riportate nel paragrafo C7.7.3 del DM2014 Dighe richiamate nella vigente Circolare della D.G. Dighe 3 luglio 2019, n. 16790.

Nel seguito le spinte idrodinamiche considerate sulle pile, sulla paratoia a settore e sul setto DMV da aggiungere a quelle statiche nelle combinazioni di carico sismico.

PRESSIONE IDRODINAMICA DM DIGHE 2014 §7.7.3

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$a_g =$	0,266	g	Accelerazione massima attesa per suolo rigido - SLC
$S =$	1,311		Coefficiente amplificazione spettrale
$a_{max} =$	0,35	g	Accelerazione massima attesa - SLC
$z =$	368	m slm	Quota massimo invaso
$z =$	363	m slm	Quota fondazione
$y_0 =$	5	m	Differenza di quota tra max/minimo invaso
$C_m =$	0,741	-	

z	y	y_0	y/y_0	c	p
slm	m	m	m	-	kN/mq
368	0	5	0	0,000	0
367,5	0,5	5	0,1	0,232	4,044433
367	1	5	0,2	0,356	6,203417
366,5	1,5	5	0,3	0,454	7,91028
366	2	5	0,4	0,534	9,305126
365,5	2,5	5	0,5	0,599	10,44258
365	3	5	0,6	0,651	11,35041
364,5	3,5	5	0,7	0,691	12,04458
364	4	5	0,8	0,719	12,53475
363,5	4,5	5	0,9	0,736	12,82678
363	5	5	1	0,741	12,92379



Mentre le pressioni sul setto DMV vengono implementate con pressioni come da grafico nella modellazione numerica, in quanto tale elemento strutturale è discretizzato con elementi finiti bidimensionali (rif §6), le stesse vengono implementate come pressioni lineari sulle pile e come carichi nodali sulle pile per le paratoie. Nel seguito il dettaglio delle azioni implementate:

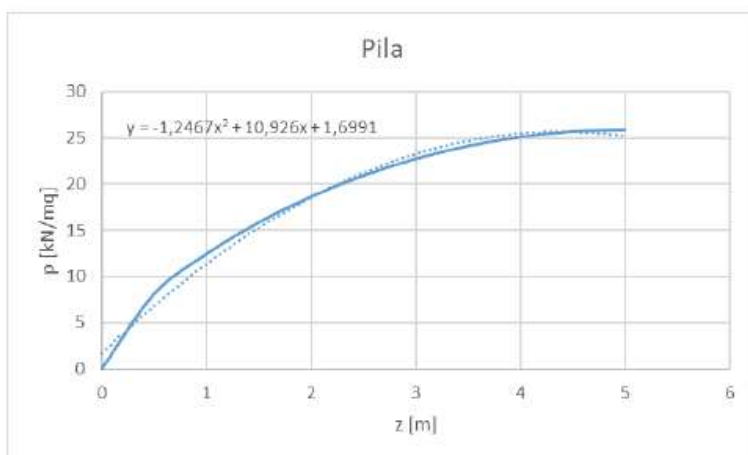
Pressione idrodinamica equivalente sulle pile

Fronte di spinta $i = 2 \text{ m}$

P (integrale) = 94 kN a pila

PILA

p kN/m
0
8,08867
12,40683
15,82056
18,61025
20,88517
22,70082
24,08915
25,06951
25,65355
25,84757

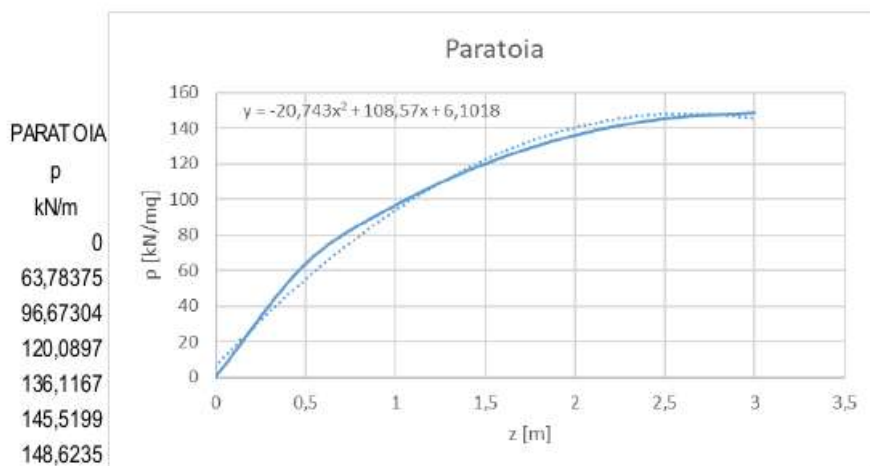


Pressione idrodinamica equivalente sulla paratoia a settore

Fronte di spinta $i = 11.5 \text{ m}$

P (integrale) = 350 kN a paratoia

	CENTRALE		LATERALE	
	Cilindro	Perno	Cilindro	Perno
$V_y =$	200	-550 kN	100	-275 kN
$N_z =$	-640	640 kN	-320	320 kN



9 COMBINAZIONI DI CARICO

Per l'analisi delle sollecitazioni agenti sulle strutture, si è fatto riferimento a quanto previsto al capitolo 2.5.3 delle NTC2018. In particolare, vengono definite e considerate le seguenti combinazioni di carico:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_F \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

I coefficienti di combinazione dei carichi variabili sono quelli della tabella 2.5.I delle NTC 2018 e relativi al solo variabile q_k considerato di 25 kN/mq (vedasi §8):

$$\psi_0 = 1$$

$$\psi_1 = 0,9$$

$$\psi_2 = 0$$

Relativamente alle verifiche sismiche si utilizzerà la seguente combinazione delle azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Le masse per il calcolo dell'azione sismica sono state ricavate dalla seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel seguito le combinazioni di carico implementate:

**NUOVA TRAVERSA
 OPERE STRUTTURALI DEFINITIVE - RELAZIONE DI CALCOLO**

	g1k : Peso Strutturale	g1k : Peso Strutturale Cabina	g2k : Paratoia/Pancorre	g2k : Finiture Impalcato	g2k : Finiture Cabina	g2k : Terreno Spinta Statica +X	g2k : Terreno Spinta Statica -X	g2k : Spinta Idrostatica Pile	g2k : Spinta Idrost Paratoia Settore	g2k : Spinta Idrost Setto DMV	g2k : Sottospinta Idrostatica Platea	g2k : Peso colonna h 3 m Platea	qk : Sovraccarico Spinta Statica	qk : Sovraccarico Traffico	Eg : Spinta Idrodinamica Pila (-Y)	Eg : Spinta Idrodinamica Paratoia (-Y)	Eg : Spinta Idrodinamica Setto DMV (-Y)	Eg : Spinta MO + X	Eg : Spinta MO - X	g2k Ecc : Spinta Idrostatica Pile	g2k Ecc : Spinta Idrost Paratoia Settore	g2k Ecc : Spinta Idrost Setto DMV	g2k Ecc : Peso colonna h 5 m Platea	g2k Ecc : Sottospinta Idrostatica Platea	EX DYN (RS)	EY DYN (RS)	EZ DYN (RS)	ECC EX (es)	ECC EY (es)	
U-01	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
U-02	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
U-03	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	0	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
U-04	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AU-01	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
E-R-01	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E-R-02	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E-R-03	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E-R-04	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E-F-01	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E-F-02	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E-F-03	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E-F-04	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E-QP-01	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E-QP-02	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLC-01	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3	1	0,3	
SLC-02	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3	-1	-0	
SLC-03	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	1	0	0	0	0	0	0	1	-0	0,3	1	-0	
SLC-04	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	1	0	0	0	0	0	0	1	-0	0,3	-1	0,3	
SLC-05	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	0,3	1	
SLC-06	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	-0	-1	
SLC-07	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	1	0,3	-0	1	
SLC-08	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	1	0,3	0,3	-1	
SLC-09	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3	1	-0	
SLC-10	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3	-1	0,3	
SLC-11	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	1	0	0	0	0	0	0	1	-0	0,3	1	0,3	
SLC-12	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	1	0	0	0	0	0	0	1	-0	0,3	-1	-0	
SLC-13	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	-0	1	
SLC-14	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	0,3	-1	
SLC-15	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	1	0,3	0,3	1	
SLC-16	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	1	0,3	-0	-1	
SLC-17	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	1	0	0	0	0	0	-1	-0	0,3	-1	-0	

SLC-18	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	1	0	0	0	0	0	0	-1	-0	0,3	1	0,3
SLC-19	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0,3	0,3	-1	0,3	
SLC-20	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0,3	0,3	1	-0	
SLC-21	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	-1	0,3	-0	-1	
SLC-22	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	-1	0,3	0,3	1	
SLC-23	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	0,3	0,3	-1	
SLC-24	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	0,3	-0	1	
SLC-25	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	1	0	0	0	0	0	-1	-0	0,3	-1	0,3	
SLC-26	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	1	0	0	0	0	0	-1	-0	0,3	1	-0	
SLC-27	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0,3	0,3	-1	-0	
SLC-28	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0,3	0,3	1	0,3	
SLC-29	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	-1	0,3	0,3	-1	
SLC-30	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	-1	0,3	-0	1	
SLC-31	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	0,3	-0	-1	
SLC-32	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	0,3	0,3	1	
SLC-33	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0	1	0,3	
SLC-34	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0	-1	-0	
SLC-35	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	1	0	0	0	0	0	0	1	-0	-0	1	-0	
SLC-36	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	1	0	0	0	0	0	0	1	-0	-0	-1	0,3	
SLC-37	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0	0,3	1	
SLC-38	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0	-0	-1	
SLC-39	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	1	-0	-0	1	
SLC-40	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	1	-0	0,3	-1	
SLC-41	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0	1	-0	
SLC-42	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0	-1	0,3	
SLC-43	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	1	0	0	0	0	0	0	1	-0	-0	1	0,3	
SLC-44	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	1	0	0	0	0	0	0	1	-0	-0	-1	-0	
SLC-45	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0	-0	1	
SLC-46	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0	0,3	-1	
SLC-47	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	1	-0	0,3	1	
SLC-48	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	1	-0	-0	-1	
SLC-49	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	1	0	0	0	0	0	-1	-0	-0	-1	-0	
SLC-50	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	1	0	0	0	0	0	-1	-0	-0	1	0,3	
SLC-51	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0,3	-0	-1	0,3	
SLC-52	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0,3	-0	1	-0	
SLC-53	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	-1	-0	-0	-1	
SLC-54	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	-1	-0	0,3	1	
SLC-55	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	-0	0,3	-1	
SLC-56	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	-0	-0	1	
SLC-57	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	1	0	0	0	0	0	-1	-0	-0	-1	0,3	
SLC-58	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	1	0	0	0	0	0	-1	-0	-0	1	-0	
SLC-59	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0,3	-0	-1	-0	
SLC-60	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0,3	-0	1	0,3	
SLC-61	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0,8	0	0	0	0	0	-0	-1	-0	0,3	-1	

SLC-62	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	-0	-1	-0	-0	1
SLC-63	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	-0	-0	-1	
SLC-64	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	-0	0,3	1	
SLC-65	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	1	0,3	0,3	
SLC-66	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	1	-0	-0	
SLC-67	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0	1	0,3	-0	
SLC-68	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0	1	-0	0,3	
SLC-69	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	-0	0,3	1	-0	0,3	
SLC-70	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	-0	0,3	1	0,3	-0	
SLC-71	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	1	0,3	-0	
SLC-72	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	1	-0	0,3	
SLC-73	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0	1	0,3	0,3	
SLC-74	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0	1	-0	-0	
SLC-75	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	-0	0,3	1	0,3	0,3	
SLC-76	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	-0	0,3	1	-0	-0	
SLC-77	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0,8	0	0	0	0	0	0	-0	-0	1	0,3	0,3	
SLC-78	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0,8	0	0	0	0	0	0	-0	-0	1	-0	-0	
SLC-79	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0,8	0	0	0	0	0	0	-0	-0	1	-0	0,3	
SLC-80	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0,8	0	0	0	0	0	0	-0	-0	1	0,3	-0	
SLC-81	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	-1	0,3	0,3	
SLC-82	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	-1	-0	-0	
SLC-83	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0	-1	0,3	-0	
SLC-84	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0	-1	-0	0,3	
SLC-85	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	-0	0,3	-1	-0	0,3	
SLC-86	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	-0	0,3	-1	0,3	-0	
SLC-87	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	-1	0,3	-0	
SLC-88	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	-1	-0	0,3	
SLC-89	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0	-1	0,3	0,3	
SLC-90	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0	-1	-0	-0	
SLC-91	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	-0	0,3	-1	0,3	0,3	
SLC-92	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	-0	0,3	-1	-0	-0	
SLC-93	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0,8	0	0	0	0	0	0	-0	-0	-1	0,3	0,3	
SLC-94	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0,8	0	0	0	0	0	0	-0	-0	-1	-0	-0	
SLC-95	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0,8	0	0	0	0	0	0	-0	-0	-1	-0	0,3	
SLC-96	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0,3	0,3	0,3	0	0,8	0	0	0	0	0	0	-0	-0	-1	0,3	-0	

10 PRINCIPALI RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

10.1 Analisi modale, masse partecipanti

Si riporta di seguito la tabella contenente i principali risultati dell'analisi modale eseguita per il corpo di fabbrica:

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode	Frequency		Period	Tolerance		
	No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	30,6423	4,8769	0,205	0		
	2	34,9536	5,563	0,1798	0		
	3	39,408	6,272	0,1594	0		
	4	41,5566	6,6139	0,1512	0		
	5	51,3729	8,1762	0,1223	0		
	6	53,179	8,4637	0,1182	0		
	7	55,3919	8,8159	0,1134	0		
	8	58,5738	9,3223	0,1073	0		
	9	60,0701	9,5605	0,1046	0		
	10	63,2481	10,0662	0,0993	0		
	11	64,5057	10,2664	0,0974	0		
	12	65,7888	10,4706	0,0955	0		
	13	68,4895	10,9004	0,0917	0		
	14	79,3189	12,624	0,0792	0		
	15	80,2414	12,7708	0,0783	0		
	16	92,9731	14,7971	0,0676	0		
	17	97,8514	15,5735	0,0642	0		
	18	104,9038	16,696	0,0599	0		
	19	110,0021	17,5074	0,0571	0		
	20	113,5858	18,0777	0,0553	0		
	21	125,4012	19,9582	0,0501	0		
	22	137,4453	21,8751	0,0457	0		
	23	141,2757	22,4847	0,0445	0		
	24	145,4819	23,1542	0,0432	0		
	25	145,6812	23,1859	0,0431	0		
	26	151,7942	24,1588	0,0414	0		
	27	165,4634	26,3343	0,038	0		
	28	166,4937	26,4983	0,0377	0		
	29	168,1581	26,7632	0,0374	0		
	30	170,343	27,1109	0,0369	0		
	31	173,7138	27,6474	0,0362	0		
	32	176,5992	28,1066	0,0356	0		
	33	190,5422	30,3257	0,033	0		
	34	198,8846	31,6535	0,0316	0		
	35	205,144	32,6497	0,0306	0		
	36	209,9184	33,4095	0,0299	0		
	37	220,2251	35,0499	0,0285	0		
	38	221,5806	35,2656	0,0284	0		
	39	229,3432	36,5011	0,0274	0		
	40	230,1722	36,6331	0,0273	0		

41	234,1456	37,2654	0,0268	0			
42	240,5932	38,2916	0,0261	0			
43	245,4665	39,0672	0,0256	0			
44	254,2768	40,4694	0,0247	0			
45	267,379	42,5547	0,0235	0			
46	268,8137	42,783	0,0234	0			
47	276,1953	43,9578	0,0227	0			
48	290,2126	46,1888	0,0217	0			
49	292,8696	46,6116	0,0215	0			
50	297,6953	47,3797	0,0211	0			
51	299,6394	47,6891	0,021	0			
52	304,9749	48,5383	0,0206	0			
53	305,2719	48,5855	0,0206	0			
54	307,2664	48,903	0,0204	0			
55	311,533	49,582	0,0202	0			
56	313,9499	49,9667	0,02	0			
57	317,1792	50,4806	0,0198	0			
58	321,1522	51,113	0,0196	0			
59	321,4235	51,1561	0,0195	0			
60	324,0067	51,5673	0,0194	0			
61	329,1928	52,3927	0,0191	0			
62	336,2599	53,5174	0,0187	0			
63	343,6487	54,6934	0,0183	0			
64	349,7977	55,672	0,018	0			
65	351,8681	56,0016	0,0179	0			
66	352,4189	56,0892	0,0178	0			
67	357,9792	56,9742	0,0176	0			
68	362,2546	57,6546	0,0173	0			
69	363,9752	57,9285	0,0173	0			
70	381,7287	60,754	0,0165	0			
71	382,0768	60,8094	0,0164	0			
72	389,9876	62,0685	0,0161	0			
73	393,2455	62,587	0,016	0			
74	398,6644	63,4494	0,0158	0			
75	402,0182	63,9832	0,0156	0			
76	406,91	64,7617	0,0154	0			
77	414,9256	66,0375	0,0151	0			
78	422,6039	67,2595	0,0149	0			
79	423,7933	67,4488	0,0148	0			
80	428,3163	68,1687	0,0147	0			
81	445,1608	70,8495	0,0141	0			
82	456,1534	72,5991	0,0138	0			
83	464,082	73,8609	0,0135	0			
84	472,6262	75,2208	0,0133	0			
85	477,0719	75,9283	0,0132	0			
86	481,305	76,6021	0,0131	0			
87	484,0695	77,0421	0,013	0			
88	486,401	77,4131	0,0129	0			
89	487,8439	77,6428	0,0129	0			
90	489,0908	77,8412	0,0128	0			
91	491,8722	78,2839	0,0128	0			

92	493,6225	78,5625	0,0127	0			
93	495,189	78,8118	0,0127	0			
94	498,9198	79,4055	0,0126	0			
95	502,4162	79,962	0,0125	0			
96	505,5451	80,46	0,0124	0			
97	511,3419	81,3826	0,0123	0			
98	512,0115	81,4892	0,0123	0			
99	520,1462	82,7838	0,0121	0			
100	521,362	82,9773	0,0121	0			
101	525,3722	83,6156	0,012	0			
102	530,0743	84,3639	0,0119	0			
103	531,6236	84,6105	0,0118	0			
104	538,486	85,7027	0,0117	0			
105	546,5431	86,985	0,0115	0			
106	550,9049	87,6792	0,0114	0			
107	571,2782	90,9218	0,011	0			
108	577,8897	91,974	0,0109	0			
109	583,317	92,8378	0,0108	0			
110	589,3332	93,7953	0,0107	0			
111	593,3335	94,432	0,0106	0			
112	604,3601	96,1869	0,0104	0			
113	612,5358	97,4881	0,0103	0			
114	616,1646	98,0656	0,0102	0			
115	626,1383	99,653	0,01	0			
116	631,3402	100,4809	0,01	0			
117	645,7733	102,778	0,0097	0			
118	660,1126	105,0602	0,0095	0			
119	668,2412	106,3539	0,0094	0			
120	685,8174	109,1512	0,0092	0			
121	696,3368	110,8255	0,009	0			
122	701,4479	111,6389	0,009	0			
123	711,6304	113,2595	0,0088	0			
124	719,7587	114,5532	0,0087	0			
125	743,4958	118,331	0,0085	0			
126	752,1069	119,7015	0,0084	0			
127	763,0973	121,4507	0,0082	0			
128	801,1014	127,4992	0,0078	0			
129	824,9648	131,2972	0,0076	0			
130	835,4332	132,9633	0,0075	0			
131	850,3273	135,3338	0,0074	0			
132	862,1262	137,2116	0,0073	0			
133	892,7696	142,0887	0,007	0			
134	904,7668	143,9981	0,0069	0			
135	922,6461	146,8437	0,0068	0			
136	954,9433	151,9839	0,0066	0			
137	976,0774	155,3475	0,0064	0			
138	1004,7366	159,9088	0,0063	0			
139	1014,8506	161,5185	0,0062	0			
140	1050,2272	167,1489	0,006	0			
141	1086,6721	172,9492	0,0058	0			
142	1119,2238	178,13	0,0056	0			

143	1160,3903	184,6818	0,0054	0			
144	1168,5641	185,9828	0,0054	0			
145	1242,6147	197,7683	0,0051	0			
146	1282,5749	204,1281	0,0049	0			
147	1336,6511	212,7346	0,0047	0			
148	1398,7831	222,6232	0,0045	0			
149	1470,4538	234,03	0,0043	0			
150	1510,9405	240,4737	0,0042	0			

Si evidenzia che data la conformazione della struttura risultano necessari 139 modi per il raggiungimento del 85% di massa partecipante per ciascuna direzione, come richiesto dalla normativa vigente.

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mod e No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	12,1224	12,1224	0,3186	0,3186	1,3244	1,3244	2,9135	2,9135	5,3295	5,3295	1,0138	1,0138	
2	1,0619	13,1843	1,2726	1,5912	0,0005	1,3249	1,5489	4,4624	0,0017	5,3312	1,9806	2,9944	
3	0,1613	13,3456	25,388	26,9792	0,8872	2,2121	21,0742	25,5366	1,1619	6,4931	14,4775	17,4719	
4	21,7909	35,1365	0,9522	27,9314	4,0502	6,2622	0,4496	25,9862	47,0904	53,5835	0,5603	18,0323	
5	1,6006	36,7371	0,0349	27,9663	42,334	48,5962	1,509	27,4952	0,1047	53,6883	0,2143	18,2466	
6	0,2381	36,9752	0,0005	27,9668	0,7808	49,377	2,5334	30,0286	0,393	54,0813	0,8147	19,0613	
7	1,2545	38,2296	0,7179	28,6847	28,7793	78,1563	2,6677	32,6963	0,4269	54,5082	0,189	19,2503	
8	6,2571	44,4868	1,0811	29,7659	0,3511	78,5074	13,5426	46,2389	6,0525	60,5606	2,9367	22,187	
9	0,7817	45,2685	0,2984	30,0643	0,0471	78,5544	5,3579	51,5968	0,2253	60,786	2,0939	24,2809	
10	2,8309	48,0994	0,4336	30,4979	3,7993	82,3537	9,8644	61,4613	4,6052	65,3911	7,0709	31,3518	
11	2,9649	51,0643	0,9413	31,4392	5,8854	88,2392	0,1088	61,5701	3,5525	68,9437	0,032	31,3837	
12	9,3952	60,4595	0,0389	31,4782	5,4173	93,6565	0,5463	62,1164	15,4299	84,3736	0,0011	31,3848	
13	1,2896	61,749	0,8476	32,3257	2,6432	96,2997	4,3295	66,4459	3,9803	88,3539	4,3958	35,7806	
14	0,0331	61,7821	0,0513	32,377	0,0016	96,3013	4,0072	70,4532	0,7593	89,1132	0,4597	36,2403	
15	0,7834	62,5656	0,4075	32,7845	2,6147	98,9161	0,0002	70,4533	4,1103	93,2235	0,0038	36,2441	
16	1,5499	64,1155	0,0159	32,8004	0,5768	99,4928	1,4314	71,8848	1,3072	94,5307	0,299	36,5431	
17	0,3135	64,429	0,4389	33,2393	0,1643	99,6571	2,9744	74,8591	0,4294	94,9601	0,0735	36,6166	
18	0,0785	64,5076	0,0581	33,2974	0,0939	99,751	0,1001	74,9592	0,0004	94,9605	0,0062	36,6227	
19	2,1292	66,6368	0,1663	33,4637	0,0002	99,7512	0,0182	74,9775	0,4926	95,4531	0,4274	37,0502	
20	0,0026	66,6394	0,0364	33,5001	0,0058	99,757	0,0187	74,9962	0,021	95,4741	0,0014	37,0516	
21	0,0893	66,7287	0,7738	34,2739	0,1394	99,8964	1,145	76,1411	0,0182	95,4923	0,2648	37,3164	
22	0,1873	66,9159	0,0931	34,367	0,0063	99,9028	0,0044	76,1455	0,0063	95,4985	0,0849	37,4013	
23	0,0592	66,9751	2,8065	37,1735	0,0136	99,9164	1,2094	77,3549	0,0334	95,5319	0,712	38,1133	
24	0,0004	66,9756	0	37,1735	0	99,9164	0	77,3549	0,0001	95,532	0,0167	38,1299	
25	0,0028	66,9784	0,2225	37,396	0,0007	99,9171	0,0839	77,4388	0,0009	95,5329	0,0053	38,1352	
26	0,1398	67,1182	0,029	37,425	0,0108	99,9278	0,0195	77,4583	0,0024	95,5353	0,6434	38,7786	
27	0,6619	67,7801	0,0013	37,4263	0,001	99,9289	0,0006	77,4589	0,1828	95,718	0,1859	38,9645	
28	0,0028	67,7829	0,0234	37,4497	0,0013	99,9301	0,0092	77,4681	0,0033	95,7213	0,0646	39,0291	
29	0,1643	67,9472	0,017	37,4667	0,0003	99,9305	0,0069	77,475	0,0324	95,7537	0,0121	39,0412	
30	0,1616	68,1088	0,0106	37,4773	0,0006	99,9311	0,0298	77,5048	0,0135	95,7672	0,1091	39,1502	
31	0,0015	68,1104	0,0628	37,5401	0,0001	99,9312	0,0028	77,5076	0,0004	95,7676	0,051	39,2013	
32	2,1337	70,244	0,1489	37,689	0,0075	99,9387	0,1189	77,6265	0,3494	96,117	0,0415	39,2428	
33	0,0782	70,3222	0,2369	37,9259	0,0002	99,9389	0,2252	77,8517	0,0085	96,1255	0,0113	39,2541	
34	0,0401	70,3623	0,0114	37,9373	0,0083	99,9471	0	77,8517	0,031	96,1564	0,9966	40,2507	

35	0,4375	70,7998	0,1847	38,122	0,0134	99,9605	0,111	77,9627	0,0297	96,1862	0,3623	40,613
36	0,1732	70,973	0,068	38,1901	0,0038	99,9643	0,2116	78,1743	0,0332	96,2193	0,0064	40,6194
37	0,0001	70,9731	0,0141	38,2041	0,0008	99,9651	0,0134	78,1878	0,0002	96,2195	0,1588	40,7781
38	0,2119	71,185	0,0277	38,2318	0,0023	99,9674	0,0078	78,1955	0,0573	96,2768	0,0081	40,7863
39	0,0623	71,2473	0,691	38,9228	0,0029	99,9703	0,184	78,3795	0,0293	96,3061	0,1741	40,9604
40	0,0485	71,2958	0,0086	38,9314	0,0001	99,9704	0,0099	78,3893	0,0056	96,3117	0,142	41,1024
41	0,2201	71,5158	0,0756	39,007	0,0027	99,9731	0,0211	78,4105	0,0175	96,3292	0,0004	41,1028
42	0,1116	71,6275	0,0909	39,0979	0,0047	99,9778	0,0082	78,4187	0,0011	96,3303	0,2516	41,3544
43	0,1038	71,7313	0,1728	39,2707	0,0001	99,9779	0,1687	78,5874	0,0079	96,3382	0,3374	41,6918
44	0,0267	71,758	0,0153	39,286	0,0037	99,9816	0,0624	78,6498	0,0127	96,3509	0,4109	42,1028
45	0,0983	71,8563	0,012	39,2981	0,0006	99,9821	0,0062	78,656	0,0055	96,3565	0,0093	42,1121
46	0,0012	71,8574	0,0207	39,3187	0,0002	99,9823	0,0113	78,6673	0,0041	96,3606	0,1797	42,2918
47	0,3469	72,2043	0,1123	39,431	0	99,9823	0,0536	78,721	0,0351	96,3957	0,1065	42,3983
48	0,0009	72,2052	0,28	39,711	0	99,9823	0,1043	78,8253	0,0001	96,3958	0,3915	42,7898
49	0,1662	72,3714	0,0208	39,7318	0,0007	99,983	0,0043	78,8296	0,0098	96,4056	0,0096	42,7994
50	0,0033	72,3747	0,4005	40,1323	0,0009	99,9839	0,1152	78,9448	0	96,4056	0,0624	42,8618
51	0,0473	72,422	0,0023	40,1346	0,0004	99,9844	0	78,9448	0,0015	96,4071	0,0331	42,8949
52	0,0452	72,4673	0,0118	40,1464	0,0003	99,9847	0,0031	78,948	0,0051	96,4122	0,0008	42,8957
53	0,07	72,5373	0,0073	40,1537	0	99,9847	0,0049	78,9529	0,0077	96,42	0,0001	42,8958
54	0,2964	72,8337	0,325	40,4787	0,0011	99,9858	0,1898	79,1427	0,0305	96,4505	0,1217	43,0175
55	1,3822	74,2159	0,0116	40,4902	0,003	99,9888	0,0119	79,1546	0,1653	96,6158	0,0086	43,026
56	1,5369	75,7527	0,1401	40,6303	0,002	99,9907	0,0613	79,2159	0,1739	96,7897	0,0038	43,0299
57	0,2934	76,0462	0,0007	40,631	0,0001	99,9908	0,0003	79,2161	0,0383	96,828	0,118	43,1479
58	0,9213	76,9674	0,1701	40,8012	0	99,9908	0,0639	79,28	0,0959	96,924	0,1685	43,3164
59	0,2625	77,23	0,4639	41,2651	0	99,9908	0,1876	79,4676	0,03	96,9539	0,073	43,3894
60	0,3096	77,5396	0,0189	41,284	0,0002	99,9911	0,0071	79,4747	0,0312	96,9851	0,0012	43,3906
61	0,095	77,6345	0,509	41,793	0,0003	99,9913	0,2662	79,7408	0,0086	96,9938	0,3469	43,7374
62	0,5072	78,1417	0,1137	41,9067	0,0008	99,9921	0,0699	79,8107	0,0647	97,0584	0,7549	44,4923
63	0,208	78,3497	0	41,9067	0	99,9921	0,0001	79,8109	0,0253	97,0838	0,163	44,6553
64	0,0718	78,4216	0,0018	41,9085	0	99,9921	0,0028	79,8137	0,0075	97,0913	0,1232	44,7785
65	1,8011	80,2226	0,0023	41,9108	0,0008	99,993	0,0013	79,815	0,1877	97,279	0,02	44,7985
66	0,9293	81,1519	0,0185	41,9292	0	99,993	0,0006	79,8156	0,1056	97,3846	0,1421	44,9405
67	0,6231	81,775	0,0002	41,9294	0	99,993	0,0001	79,8157	0,0578	97,4425	0,4881	45,4287
68	0,1983	81,9733	0,001	41,9304	0,0003	99,9933	0	79,8157	0,029	97,4715	0,0073	45,4359
69	0,0235	81,9968	0,1428	42,0733	0,0001	99,9934	0,0636	79,8794	0,0012	97,4727	0,0559	45,4918
70	0,118	82,1148	0,097	42,1702	0,0001	99,9935	0,0413	79,9206	0,013	97,4857	0,0002	45,492
71	0,0088	82,1236	0,6496	42,8198	0,0002	99,9937	0,2312	80,1518	0,0016	97,4873	0,2844	45,7763
72	0,002	82,1256	0,2249	43,0448	0,0002	99,9939	0,0629	80,2147	0,0022	97,4895	0,1402	45,9165
73	0,0119	82,1375	0,2656	43,3103	0,0004	99,9943	0,0862	80,3009	0,006	97,4955	0,3111	46,2277
74	1,5633	83,7008	0,1597	43,47	0	99,9943	0,0546	80,3555	0,106	97,6015	1,3696	47,5972
75	0,5419	84,2427	0,0011	43,4711	0	99,9943	0,0001	80,3556	0,034	97,6355	0,7971	48,3943
76	0,0711	84,3138	0,1225	43,5936	0	99,9943	0,0379	80,3935	0,0089	97,6444	0,0477	48,442
77	0,0513	84,3651	0,8959	44,4895	0	99,9944	0,3415	80,735	0,0018	97,6462	0,1215	48,5635
78	0,0203	84,3855	0,01	44,4995	0,0001	99,9944	0,0008	80,7358	0,0031	97,6493	0,0058	48,5693
79	0,0063	84,3917	0,0247	44,5241	0	99,9944	0,0054	80,7412	0,0021	97,6514	0,0768	48,6461
80	0,081	84,4727	0,0251	44,5492	0,0001	99,9945	0,003	80,7442	0,009	97,6604	0,1777	48,8238
81	0,0264	84,499	0	44,5492	0	99,9945	0	80,7442	0,0036	97,664	0,0633	48,8871
82	0,0009	84,4999	2,6326	47,1818	0,0001	99,9946	0,9607	81,7049	0,0016	97,6656	1,3772	50,2643
83	0,0449	84,5448	0,3389	47,5207	0,0001	99,9947	0,1686	81,8735	0,0009	97,6665	0,532	50,7963
84	0,0002	84,545	2,1402	49,6608	0,0001	99,9948	0,7013	82,5749	0,0002	97,6667	3,2005	53,9968
85	0,1998	84,7449	0,0123	49,6731	0,0003	99,9951	0,0006	82,5755	0,0043	97,671	5,993	59,9897

86	0,0031	84,7479	1,4582	51,1313	0,0004	99,9954	0,5603	83,1358	0,0037	97,6747	3,5731	63,5628
87	0,0273	84,7752	2,1704	53,3017	0,0012	99,9966	1,0174	84,1532	0,0078	97,6825	1,736	65,2988
88	0,072	84,8472	14,1178	67,4195	0	99,9966	5,3431	89,4963	0,0115	97,694	1,0921	66,3909
89	0,0273	84,8745	0,0002	67,4198	0	99,9966	0,0017	89,4979	0,0031	97,6971	0,0005	66,3914
90	0,1026	84,9772	0,8487	68,2684	0,0001	99,9967	0,3536	89,8516	0,013	97,7101	0,3178	66,7092
91	0,2837	85,2609	2,3744	70,6428	0	99,9967	0,8915	90,743	0,0383	97,7483	0,2261	66,9353
92	0,0152	85,2761	0,1687	70,8115	0,0001	99,9968	0,0641	90,8071	0,0032	97,7516	0,4056	67,3409
93	0,0324	85,3084	0,113	70,9245	0,0001	99,9969	0,0388	90,8459	0,0061	97,7577	0,0514	67,3923
94	0,1113	85,4197	0,0333	70,9578	0	99,9969	0,0075	90,8535	0,0147	97,7724	0,0206	67,413
95	0,0049	85,4246	0,3844	71,3422	0	99,9969	0,1722	91,0256	0,0021	97,7744	0,0116	67,4245
96	0,0001	85,4247	0,169	71,5112	0	99,9969	0,0483	91,0739	0	97,7745	0,8585	68,283
97	0,0098	85,4344	0,2015	71,7127	0	99,997	0,0501	91,124	0,0008	97,7753	0,5926	68,8756
98	0,0241	85,4586	0,0042	71,7169	0	99,997	0,0029	91,1269	0,0078	97,7831	0,1028	68,9784
99	0,1948	85,6534	0,0348	71,7517	0	99,997	0,0156	91,1425	0,0156	97,7986	0,1554	69,1338
100	0,0465	85,7	0,0036	71,7553	0	99,997	0,0011	91,1435	0,0044	97,8031	0,0454	69,1792
101	0,0315	85,7315	0,2423	71,9976	0	99,997	0,092	91,2355	0,001	97,8041	0,0193	69,1985
102	0,0855	85,8169	0,0304	72,0281	0	99,997	0,0124	91,2479	0,0015	97,8056	0,1124	69,3109
103	0,1023	85,9192	0,4141	72,4422	0	99,997	0,1326	91,3805	0,019	97,8246	0,6002	69,9111
104	0,2089	86,1281	0,082	72,5242	0	99,997	0,0301	91,4106	0,0163	97,8409	0,083	69,9941
105	0,0635	86,1917	0,0065	72,5308	0	99,9971	0,0031	91,4136	0,0077	97,8486	0,1024	70,0964
106	0,0611	86,2528	0,0047	72,5355	0	99,9971	0,0029	91,4165	0,0051	97,8537	0,0223	70,1187
107	0,1035	86,3563	1,0336	73,5691	0,0006	99,9977	0,3334	91,75	0,0068	97,8606	1,9991	72,1178
108	0,0709	86,4272	0,033	73,6021	0	99,9977	0,0116	91,7616	0,0144	97,875	0,3221	72,4399
109	0,005	86,4322	0,0793	73,6813	0	99,9977	0,0386	91,8002	0	97,875	0,0188	72,4587
110	0,0003	86,4325	0,213	73,8943	0	99,9977	0,0679	91,868	0	97,875	0,0039	72,4626
111	0,0213	86,4538	0,1066	74,0009	0	99,9977	0,0444	91,9124	0,0059	97,8809	0,1861	72,6487
112	0,0003	86,4541	0,0242	74,0251	0,0001	99,9978	0,0111	91,9235	0,0002	97,8811	0,0031	72,6519
113	0,1107	86,5648	0,2347	74,2598	0	99,9978	0,064	91,9875	0,0236	97,9048	0,5348	73,1866
114	0,2296	86,7944	0,3675	74,6273	0	99,9978	0,1078	92,0953	0,0291	97,9339	0,6232	73,8098
115	0,016	86,8104	0,0783	74,7057	0	99,9979	0,0276	92,1229	0,0048	97,9387	0,0209	73,8307
116	0,0142	86,8246	2,8564	77,562	0,0001	99,9979	0,8274	92,9504	0,0022	97,9408	2,3804	76,211
117	0,0639	86,8885	0,2601	77,8221	0	99,9979	0,0662	93,0166	0,0037	97,9446	0,1717	76,3827
118	0,0006	86,8891	0,0983	77,9204	0	99,998	0,0228	93,0394	0,001	97,9456	0,0076	76,3903
119	0,0962	86,9853	0,0021	77,9225	0	99,998	0,0012	93,0405	0,004	97,9496	0,0243	76,4146
120	0,0924	87,0777	0,4214	78,3439	0	99,998	0,1069	93,1475	0	97,9496	0,3126	76,7271
121	0,0081	87,0859	0,0012	78,3451	0,0001	99,9981	0,001	93,1485	0,0012	97,9508	0,131	76,8581
122	0,3789	87,4648	0,4963	78,8415	0,0001	99,9982	0,1442	93,2927	0,0255	97,9762	0,0213	76,8795
123	1,5164	88,9812	0,0172	78,8587	0	99,9982	0,0135	93,3062	0,0909	98,0672	0,3918	77,2713
124	0,1914	89,1725	0,0459	78,9046	0	99,9982	0,0106	93,3168	0,0089	98,076	0,031	77,3023
125	0,0385	89,2111	0,286	79,1906	0	99,9982	0,0882	93,4049	0,0022	98,0782	0,4681	77,7704
126	0,0117	89,2228	0,118	79,3087	0	99,9982	0,05	93,4549	0,0013	98,0795	0,0312	77,8016
127	0,0015	89,2243	0,0115	79,3202	0,0001	99,9983	0,0034	93,4583	0,0003	98,0798	0,0899	77,8915
128	0,0286	89,2529	0,1617	79,4819	0	99,9983	0,0689	93,5272	0,0027	98,0825	0,0004	77,8919
129	0,2223	89,4752	0,2733	79,7552	0	99,9983	0,0469	93,5741	0,0187	98,1012	0,1866	78,0785
130	0,0733	89,5485	2,0082	81,7633	0	99,9983	0,4498	94,024	0,009	98,1102	0,1265	78,205
131	0,0786	89,6272	1,2006	82,9639	0	99,9984	0,2742	94,2982	0,0102	98,1204	0,8976	79,1026
132	0,0796	89,7067	0,1598	83,1237	0,0003	99,9986	0,0595	94,3577	0,0097	98,1301	0,016	79,1185
133	0,1736	89,8803	0,2772	83,4009	0	99,9987	0,1007	94,4584	0,0147	98,1448	0,0342	79,1528
134	1,3895	91,2699	0,694	84,0949	0	99,9987	0,114	94,5723	0,1522	98,297	0,6212	79,7739
135	0,6641	91,934	0,0006	84,0955	0,0001	99,9988	0,0011	94,5735	0,0796	98,3766	0,0668	79,8408
136	0,7213	92,6553	0,0501	84,1455	0,0001	99,9989	0,0088	94,5823	0,1014	98,478	0,0135	79,8543

137	1,6711	94,3263	0,4178	84,5633	0	99,9989	0,0589	94,6412	0,2355	98,7135	0,2011	80,0554
138	0,035	94,3614	0,3281	84,8913	0,0001	99,999	0,0069	94,6481	0,0121	98,7256	0,0003	80,0557
139	0,1141	94,4755	0,8001	85,6915	0,0001	99,999	0,0729	94,721	0,0325	98,7581	0,2783	80,334
140	0,381	94,8565	0,166	85,8575	0	99,999	0,0489	94,7699	0,0926	98,8507	0,1684	80,5024
141	0,0052	94,8617	0,7423	86,5998	0,0002	99,9993	0,072	94,8419	0,0018	98,8524	0,0419	80,5444
142	0,0253	94,887	0,9743	87,5741	0	99,9993	0,195	95,0369	0,0077	98,8601	0,2945	80,8388
143	0,0874	94,9744	0,0715	87,6456	0,0001	99,9994	0,0183	95,0552	0,0211	98,8811	0,0067	80,8455
144	0,0005	94,9749	1,0004	88,6459	0	99,9994	0,1189	95,1741	0	98,8811	0,0934	80,9389
145	0,0137	94,9886	0,6365	89,2824	0	99,9994	0,1993	95,3734	0,002	98,8831	0,7621	81,701
146	0,0005	94,989	0,0599	89,3423	0,0001	99,9995	0,002	95,3754	0,0001	98,8833	0,0761	81,7771
147	0,0046	94,9936	0,701	90,0433	0	99,9995	0,1808	95,5562	0,0018	98,8851	0,0109	81,788
148	0,0001	94,9937	0,8196	90,8629	0	99,9996	0,239	95,7952	0	98,8851	0,1499	81,9379
149	0,0103	95,004	0,0095	90,8724	0,0001	99,9996	0,0046	95,7998	0,0007	98,8858	0,0046	81,9425
150	0,0052	95,0092	0,6026	91,475	0	99,9996	0,1934	95,9932	0,0008	98,8866	0,0073	81,9498

I primi modi di vibrare sono flessionali e relativi ai muri di risalita della fauna idrica e alla parte alta delle pile, che risultano flessibili e senza irrigidimenti fuori piano.

Nel seguito si presentano i primi modi di vibrare significativi:

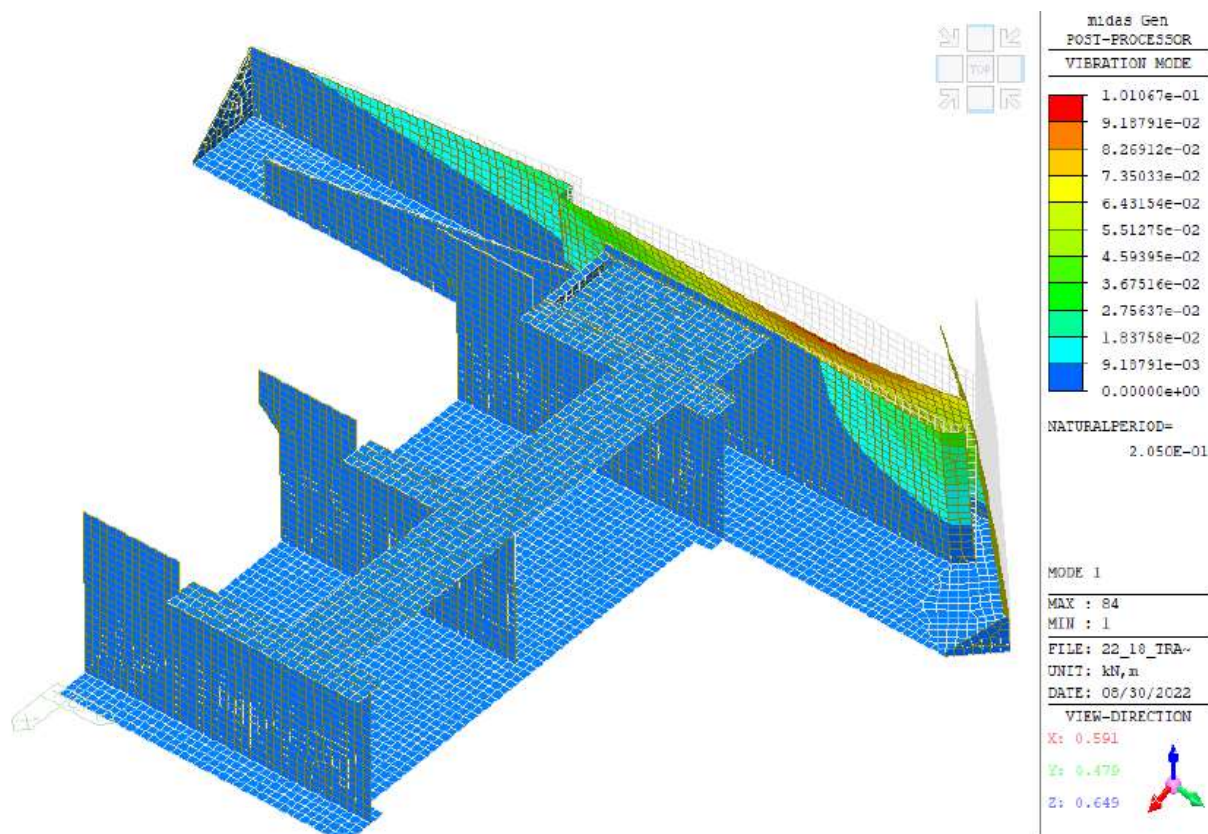


Figura 10-1: Primo modo principale in direzione X

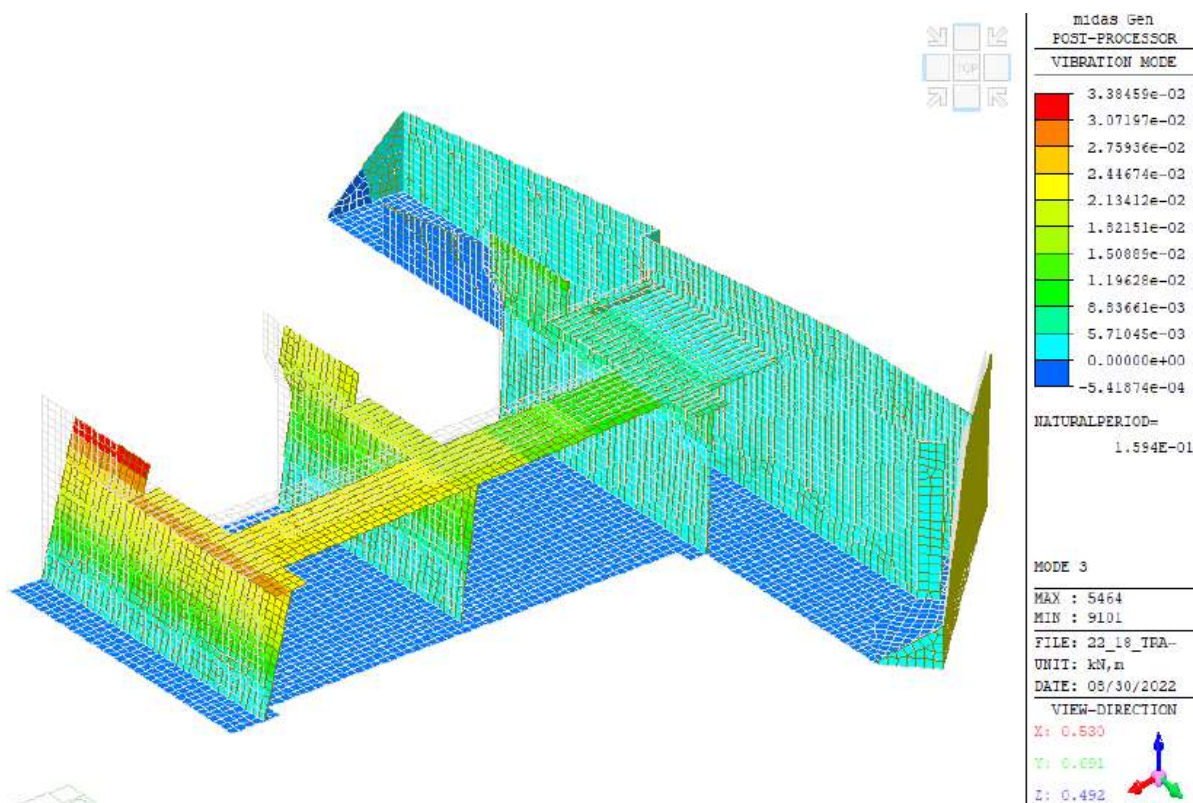


Figura 10-2 - Primo modo principale in direzione Y

10.2 Reazioni globali

Si riporta di seguito la tabella contenente le reazioni globali per ciascun caso di carico elementare considerato. Tali risultati verranno confrontati con le calcolazioni manuali di cui al capitolo successivo.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
g1k : Peso Strutturale	-0.000000	-0.000000	67612.637129
g1k : Peso Strutturale Cabina	0.000000	0.000000	155.200435
g2k : Paratoia/Pancone	0.000000	0.000000	1370.000000
g2k : Finiture Impalcato	0.000000	0.000000	405.124984
g2k : Finiture Cabina	0.000000	0.000000	170.159513
g2k : Terreno Spinta Statica +X	-16647.577777	3204.245410	0.000016
g2k : Terreno Spinta Statica -X	4600.716286	0.000000	-0.000000
g2k : Spinta Idrostatica Pile	0.000000	805.588250	0.000000
g2k : Spinta Idrost Paratoia Settore	0.000000	1554.000000	0.000000
g2k : Spinta Idrost Setto DMV	0.000000	367.900595	0.000000
g2k : Sottospinta Idrostatica Platea	0.000000	0.000000	-13770.744712
g2k : Peso colonna h 3 m Platea	0.000000	-0.000000	11624.325612
qk : Sovraccarico Spinta Statica	1477.455931	0.000000	0.000000
qk : Sovraccarico Traffico	0.000000	-0.000000	5064.062305
Eg : Spinta Idrodinamica Pila	0.000000	306.878288	0.000000
Eg : Spinta Idrodinamica Paratoia	0.000000	700.000000	0.000000
Eg : Spinta Idrodinamica Setto DMV	0.000000	162.296524	0.000000
Eg : Spinta MO + X	-23721.952289	4565.887146	-0.000000
Eg : Spinta MO - X	6123.488857	0.000000	-0.000000
g2k Ecc : Spinta Idrostatica Pile	0.000000	2041.801846	0.000000
g2k Ecc : Spinta Idrost Paratoia Settore	0.000000	4900.000000	0.000000
g2k Ecc : Spinta Idrost Setto DMV	0.000000	1302.469229	0.000000
g2k Ecc : Peso colonna h 5 m Platea	0.000000	-0.000000	11624.325612
g2k Ecc : Sottospinta Idrostatica Platea	0.000000	0.000000	-13770.744712

11 GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

11.1 Verifica carichi implementati

Si riportano nel seguito le calcolazioni manuali effettuate per la validazione dei carichi implementati. Nel seguito il confronto effettuato:

PESI PROPRI STRUTTURALI							
	s	a	b	A	γ	n	G_{1k}
	m	m	m	mq	kN/mc	-	kN
Platea fondazione	2	30	15,5	465	25	1	23250
	2	1,5	3	4,5	25	3	675
	0,8			350	25	1	7000
Pile	2	8,3	16,5	136,95	25	1	6847,5
	2	8,3	17,75	147,325	25	1	7366,25
	2	8,3	14,5	120,35	25	1	6017,5
	2	5,95	2	11,9	25	3	1785
Setto DMV	0,3	6,9	5,5	37,95	25	1	284,625
Muro Risalita	0,8	1,2	4	4,8	25	1	96
	0,5	1,2	4,8	5,76	25	1	72
	0,8	21,5	4	86	25	2	3440
	0,5	21,5	4,5	96,75	25	1	1209,375
	0,5	21,5	1,5	32,25	25	1	403,125
	0,8	20,5	3	61,5	25	1	1230
	0,8	20,5	2,8	57,4	25	1	1148
	0,5	1	3,5	3,5	25	1	43,75
	0,8	1	3,5	3,5	25	1	70
	0,8	26	3,5	91	25	1	1820
	0,5	26	5	130	25	1	1625
	0,5	8	9	72	25	1	900
0,5	6	5,65	33,9	25	1	423,75	
Soletta Carrabile	0,5	4	33,75	135	25	1	1687,5
	0,5	6,75	6,2	39,475	25	1	493,4375
	0,5	2	5,8	11,6	25	2	290
	0,5	1,8	2	3,6	25	2	90
Cabina	g_{1k}	A	n	G_{2k}			
	kN/mq	mq	-	kN			
	8,333279	18,45	1	153,749			
						G_{1k}	
						kN	154
							155
							0,8%
SOVRACCARICHI							
	g_{2k}	A	n	G_{2k}			
	kN/mq	mq	-	kN			
Soletta Carrabile	25	135	1	3375			
	25	39,475	1	986,875			
	25	11,6	2	580		MAN	FEM
	25	3,6	2	180		Q_k	
						kN	5122
							5064
							-1,1%

PERMANENTI GRAVITAZIONALI NON STRUTTURALI

	g_{2k} kN/mq	A mq	n -	G_{2k} kN	MAN	FEM			
Soletta Carrabile	2	135	1	270					
	2	39,475	1	78,95					
	2	11,6	2	46,4	G_{2k}				
	2	3,6	2	14,4	kN	410	405	-1,2%	
Cabina	9,064715	18,45	1	167,244	kN	167	170	1,6%	
Paratoia Piana DMW				29,65					
Panconatura DMV				55,89					
Panconatura a settore				741,502					
Paratoia a settore				536,1697	kN	1363	1370	0,5%	

CARICO ACQUA

	g_{2k} kN/mq	A mq	$G_{2k} - Eq$ kN	MAN	FEM			
Peso Colonna acqua massimo invaso	30	387,5	11625	kN	11625	11624	0,0%	
Peso Colonna acqua Eccezionale	30	387,5	11625	kN	11625	11624	0,0%	
Sottospinta idrostatica	35,54	387,5	13771,75	kN	13772	13770	0,0%	
Spinta idrostatica Pile (Massimo Invaso)			805,5	kN	806	805	-0,1%	
Spinta idrostatica Pile (Eccezionale)			2031,987	kN	2032	2041,8	0,5%	
Spinta idrostatica Setto DMV			366,3688	kN	366	367,9	0,4%	
Spinta idrodinamica Pile (Massimo Invaso)			300,0477	kN	300	306,87	2,2%	
Spinta idrodinamica Paratoia (Massimo Invaso)			700	kN	700	700	0,0%	
Spinta idrodinamica Setto DMV			161,6323	kN	162	162,29	0,4%	
Spinta idrostatica Paratoia (Massimo Invaso)			1552,5	kN	1553	1554	0,1%	
Spinta idrostatica Paratoia (Condizione eccezionale)			4895,55	kN	4896	4900	0,1%	
Spinta idrostatica Setto DMV (Condizione eccezionale)			1301,696	kN	1302	1302,46	0,1%	

CARICO TERRENO

	$G_{2k} - Eq$ kN	MAN	FEM		
Terreno Spinta Statica Muro sx orografica	4605	kN	4605	4600	-0,1%
Terreno Spinta MO sx orografica	6115	kN	6115	6123	0,1%
Terreno Spinta sovraccarico sx orografica	1476	kN	1476	1477	0,1%
Terreno Spinta Statica Muro dx orografica	16801	kN	16801	16955	0,9%
Terreno Spinta MO dx orografica	23941	kN	23941	23720	-0,9%

11.2 Verifica masse sismiche

Per validare il modello di calcolo adottato è stato effettuato un confronto fra le masse calcolate in automatico dal programma e le masse calcolate manualmente

Si riporta di seguito la tabella con le masse calcolate in automatico dal programma:

	Story	Level (m)	Nodal Mass (kN/g)	Load To Masses (kN/g)	Diaphragm Mass (kN/g)	Structure Mass (kN/g)	Sum (kN/g)
▶	2F - Soletta	8.3000	0.0000	246.8371	0.0000	1900.6311	2147.4683
	1F - Fondazio	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1741.2361	1741.2361
		Total	0.0000	246.8371	0.0000	3641.8672	3888.7044

Nella tabella seguente si riportano le calcolazioni effettuate manualmente; le masse sono state calcolate coerentemente dai carichi descritti nel capitolo precedente.

	<i>Structural Mass</i>	<i>Load to Masses</i>	<i>Total</i>
	kN/g	kN/g	kN/g
Mass Calculation	3683,69	213,5	3897,2
FEM Analysis	3641,87	246,8	3888,7
			-0,22%

I discostamenti Δ , espressi in punti percentuali, evidenziano una buona aderenza tra i risultati ottenuti dal modello FEM con quelli calcolati con metodi semplificati.

12 VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

12.1 Fondazione

12.1.1 Verifiche di resistenza flessionale

Nel seguito si propone la verifica di resistenza della platea fondazionale, di spessore variabile da 2 m, nella zona dell'alveo principale, a 80 cm, nella zona della savanella per il deflusso minimo vitale.

Tale fondazione superficiale viene verificata con una struttura "non dissipativa". La prescrizione normativa relativa agli elementi non dissipativi consiste nel richiedere che i materiali, costituenti la sezione, mantengano un comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Per le combinazioni di carico non sismiche, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si propongono le mappature dei momenti flettenti e torcenti combinati secondo il metodo Wood Armer Moment. Tali momenti biassiali risultanti verranno confrontati con le capacità flessionali delle membrature, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

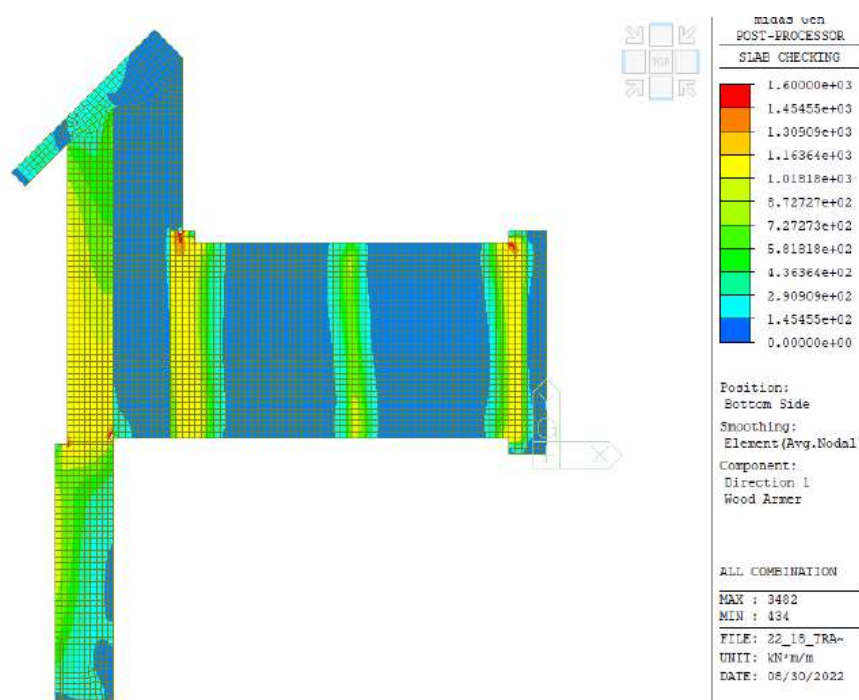
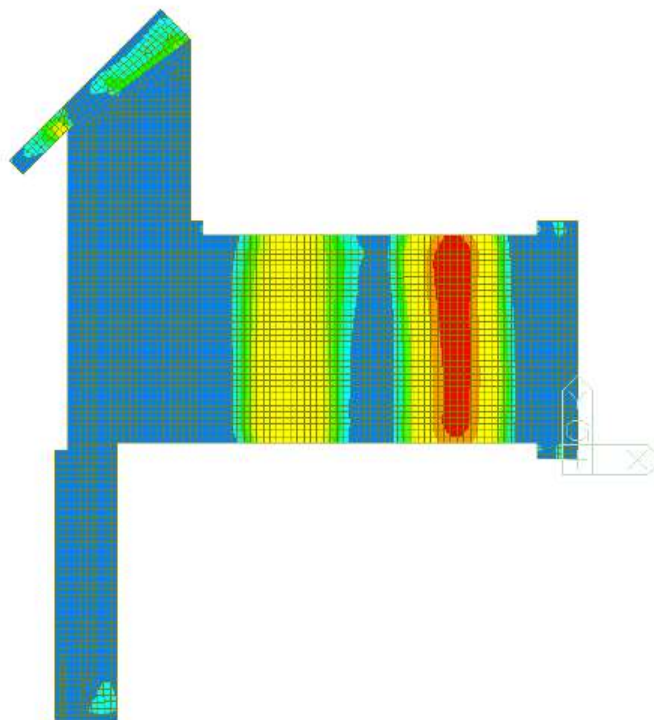


Figura 12-1 - Momenti flettenti XX – Bottom – Envelope SLU

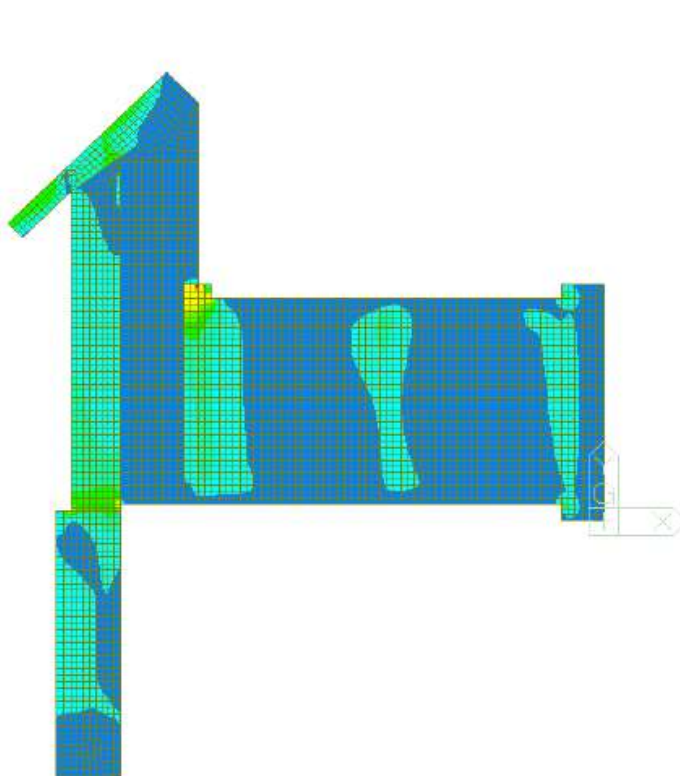


midas Gen POST-PROCESSOR SLAB CHECKING	
8.75824e+02	
7.96295e+02	
7.16665e+02	
6.37036e+02	
5.57406e+02	
4.77777e+02	
3.98147e+02	
3.18510e+02	
2.38888e+02	
1.59259e+02	
7.96295e+01	
0.00000e+00	

Position: Top Side
 Smoothing: Element (Avg.Nodal)
 Component: Direction 1
 Wood Armer

ALL COMBINATION
 MAX : 1159
 MIN : 349
 FILE: 22_18_TRA~
 UNIT: kN*m/m
 DATE: 08/30/2022

Figura 12-2 - Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLU



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB CHECKING	
1.35503e+03	
1.23185e+03	
1.10866e+03	
9.85480e+02	
8.62395e+02	
7.39110e+02	
6.15925e+02	
4.92740e+02	
3.69555e+02	
2.46370e+02	
1.23185e+02	
0.00000e+00	

Position: Bottom Side
 Smoothing: Element (Avg.Nodal)
 Component: Direction 2
 Wood Armer

ALL COMBINATION
 MAX : 3601
 MIN : 366
 FILE: 22_18_TRA~
 UNIT: kN*m/m
 DATE: 08/30/2022

Figura 12-3 - Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLU

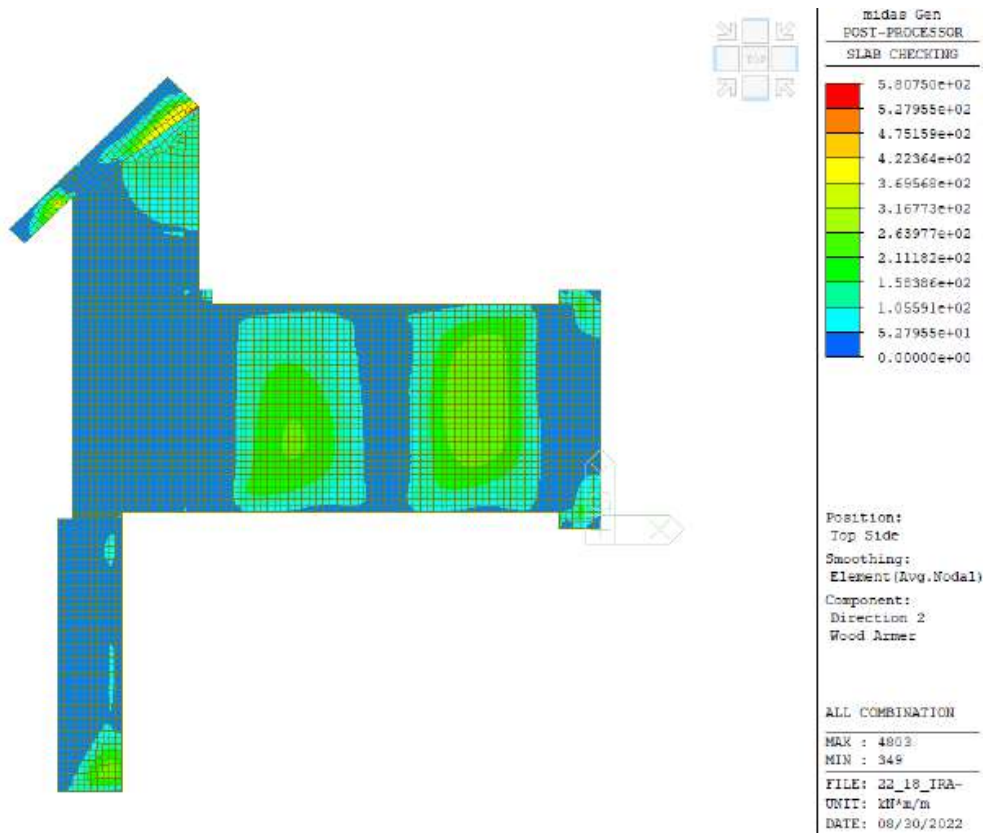


Figura 12-4 - Momenti flettenti YY- Top - Envelope SLU

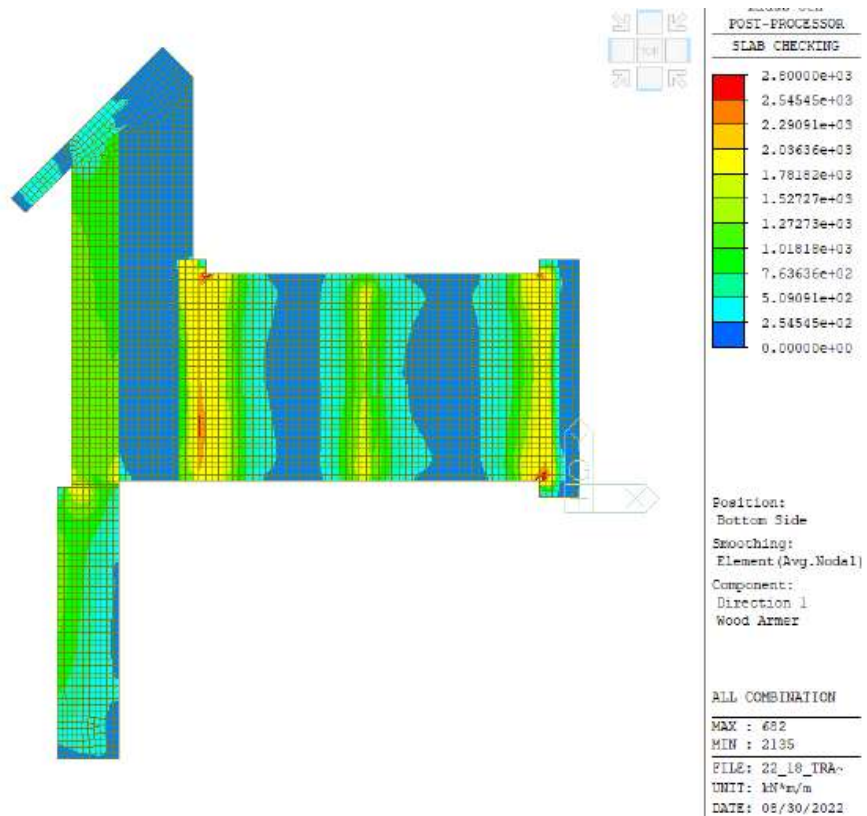


Figura 12-5 - Momenti flettenti XX - Bottom - Envelope SLC

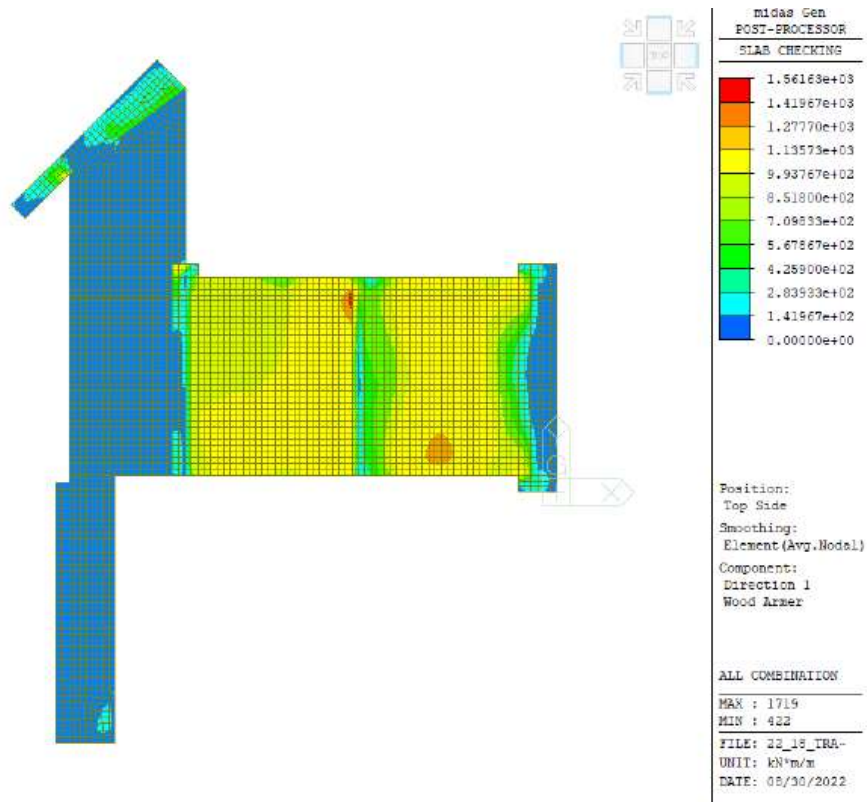


Figura 12-6 - Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLC

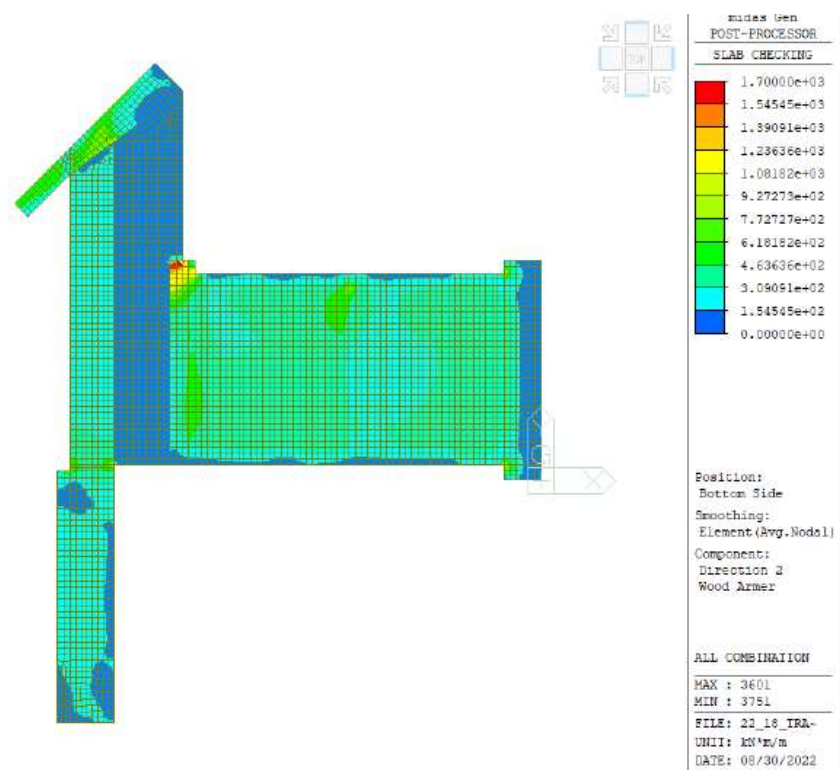


Figura 12-7 - Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLC

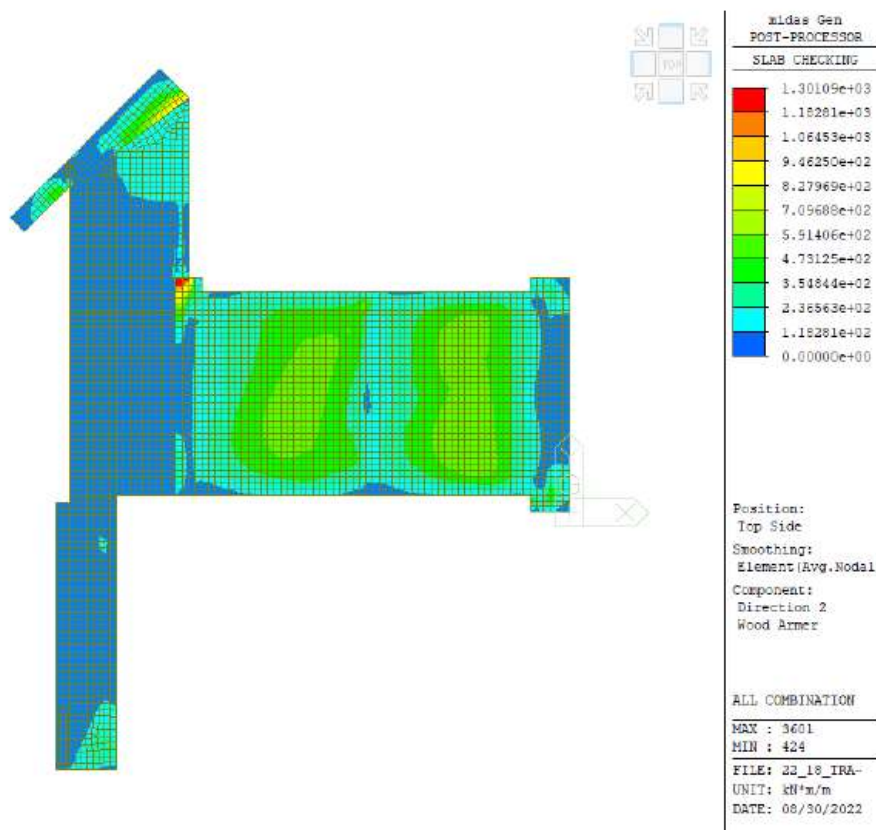


Figura 12-8 - Momenti flettenti YY– Top – Envelope SLC

Si sottolinea che le armature nel seguito descritte come in “direzione 1” sono quelle parallele all’asse globale X e quelle in “direzione 2” risultano ortogonali.

Per la platea della risalita della scala ittica inclinata si assume che la “direzione 1” sia quella inclinata rispetto all’asse globale X di 45° e, di conseguenza la “direzione 2” sia inclinata rispetto allo stesso asse globale di 135°. Nel seguito la verifica di resistenza flessionale per le sezioni più rappresentative, note le sollecitazioni agenti di cui sopra. Le armature e le sezioni considerate nelle verifiche sono conformi agli elaborati grafici progettuali.

PLATEA di altezza 200 cm: Zona Pile Principali

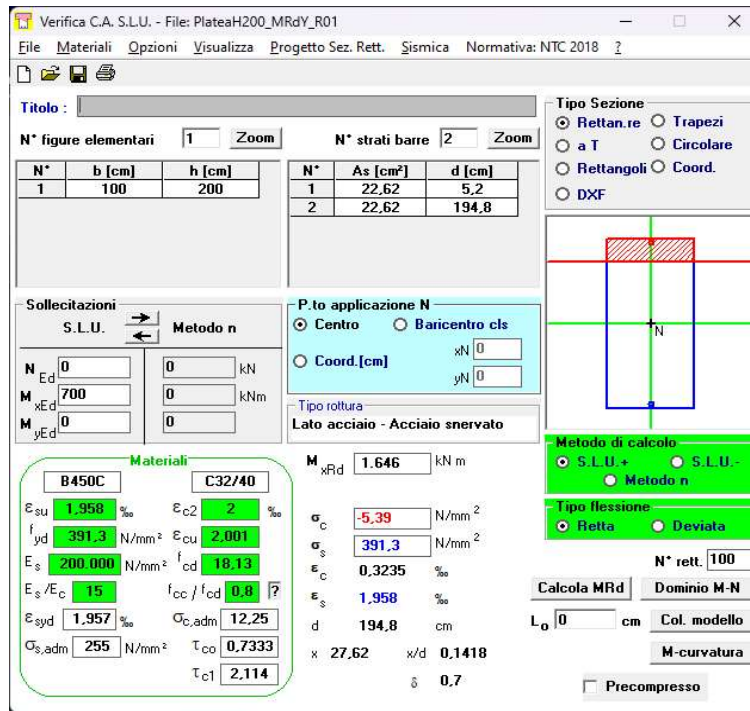
La platea in oggetto di altezza 200 cm risulta armata con armatura diffusa inferiore e superiore f 24/20 nelle due direzioni. Le armature più esterne sono quelle in direzione 2 e presentano ricoprimento di 40 mm. In corrispondenza delle tre pile è prevista altresì armatura aggiuntiva in direzione 1, al lembo inferiore, di diametro 24 mm posata a passo 20 cm.

Direzione 2 – YY:

Momento massimo top/bottom 700 kNm/m SLC

Armatura diffusa: (1+1) f 24/20

Tasso sfruttamento $0.42 < 1$



Verifica C.A. S.L.U. - File: PlateaH200_MRdY_R01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	22.62	5.2
			2	22.62	194.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 700 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1.646 kN m

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 1.958 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2.001
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -5.39 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.3235 ‰
 ϵ_s 1.958 ‰
d 194.8 cm
x 27.62 x/d 0.1418
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

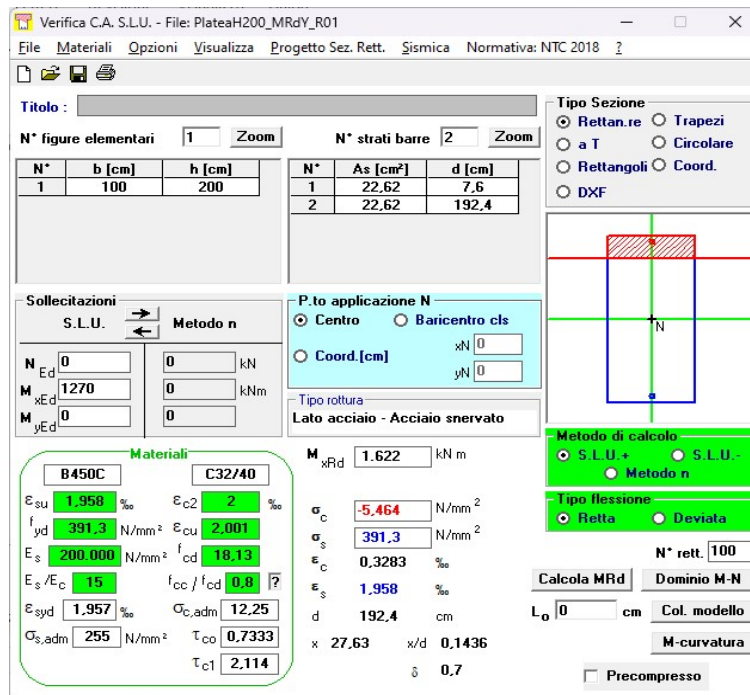
Figura 12-9 – Verifica a flessione della platea per Momenti flettenti YY– Envelope SLC

Direzione 1 – XX:

Momento massimo top 1270 kNm/m SLC

Armatura diffusa: (1+1) f 24/20

Tasso sfruttamento $0.78 < 1$



Verifica C.A. S.L.U. - File: PlateaH200_MRdY_R01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	22.62	7.6
			2	22.62	192.4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 1270 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1.622 kN m

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 1.958 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2.001
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -5.464 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.3283 ‰
 ϵ_s 1.958 ‰
d 192.4 cm
x 27.63 x/d 0.1436
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 12-10 – Verifica a flessione della platea per Momenti flettenti XX– Envelope SLC

Direzione 1 – XX:

Momento massimo bottom 2726 kNm/m SLC

Armatura diffusa: (1+1) f 24/20 + f 24/20 aggiuntiva

Tasso sfruttamento $0.86 < 1$

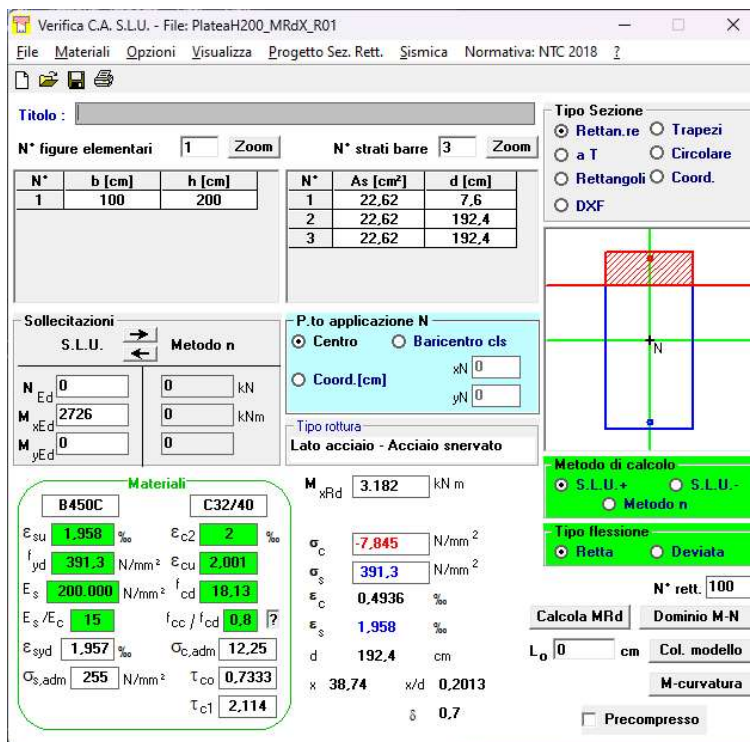


Figura 12-11 – Verifica a flessione della platea per Momenti flettenti XX– Envelope SLC

PLATEA di altezza 80 cm: Zona Scala Risalita Fauna Ittica

La platea in oggetto di altezza 80 cm risulta armata con armatura diffusa inferiore e superiore f_i 24/20 per la direzione Y, mentre per la direzione ortogonale l'armatura diffusa superiore rimane f_i 24/20 ma l'inferiore aumenta a f_i 24/10. Le armature più esterne sono quelle in direzione 1 e presentano ricoprimento di 40 mm.

Direzione 2 – YY:

Momento massimo top/bottom 450 kNm/m SLC

Armatura diffusa: (1+1) f 24/20

Tasso sfruttamento $0.76 < 1$

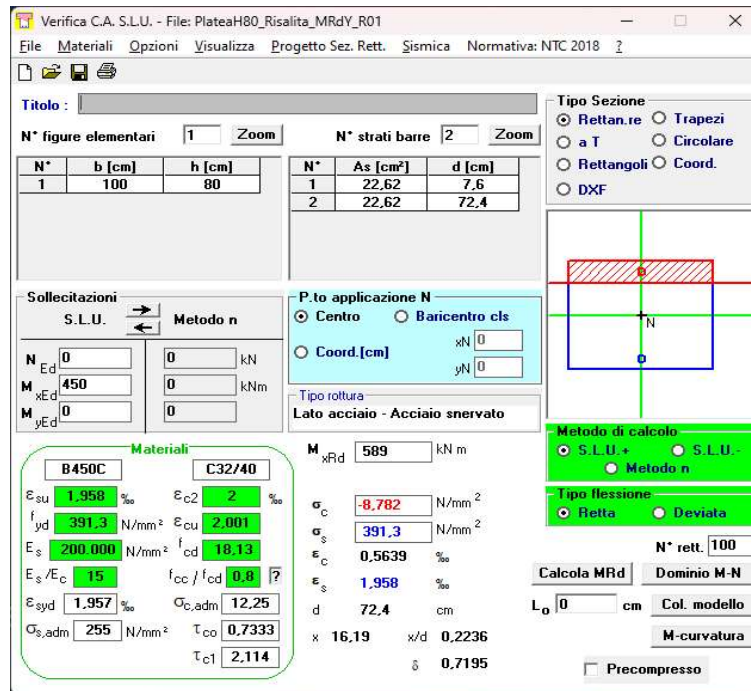


Figura 12-12 – Verifica a flessione della platea per Momenti flettenti YY– Envelope SLC

Direzione 1 – XX:

Momento massimo bottom 1050 kNm/m SLC

Armadura diffusa: f 24/20 top; f 24/10 bottom

Tasso sfruttamento $0.88 < 1$

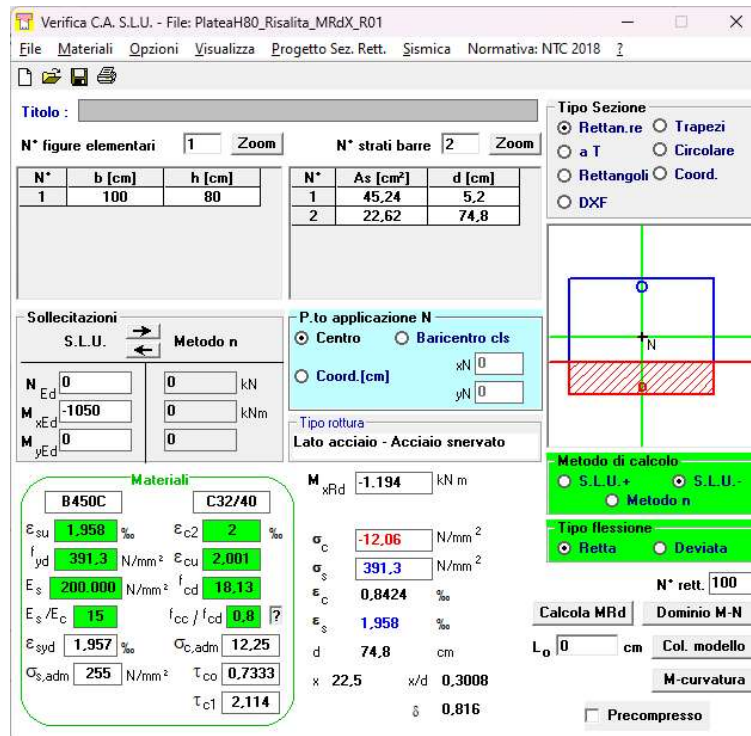


Figura 12-13 – Verifica a flessione della platea per Momenti flettenti XX– Envelope SLC

PLATEA di altezza 80 cm: Zona Inclinata Scala Risalita Fauna Ittica

La platea in oggetto di altezza 80 cm risulta armata con armatura diffusa inferiore e superiore f_i 20/10 nelle due direzioni. Le armature più esterne sono quelle in direzione 1 e presentano ricoprimento di 40 mm.

Direzione 1 – XX:

Momento massimo top/bottom 677 kNm/m SLC

Armatura diffusa: (1+1) f 20/10

Tasso sfruttamento 0.79 < 1

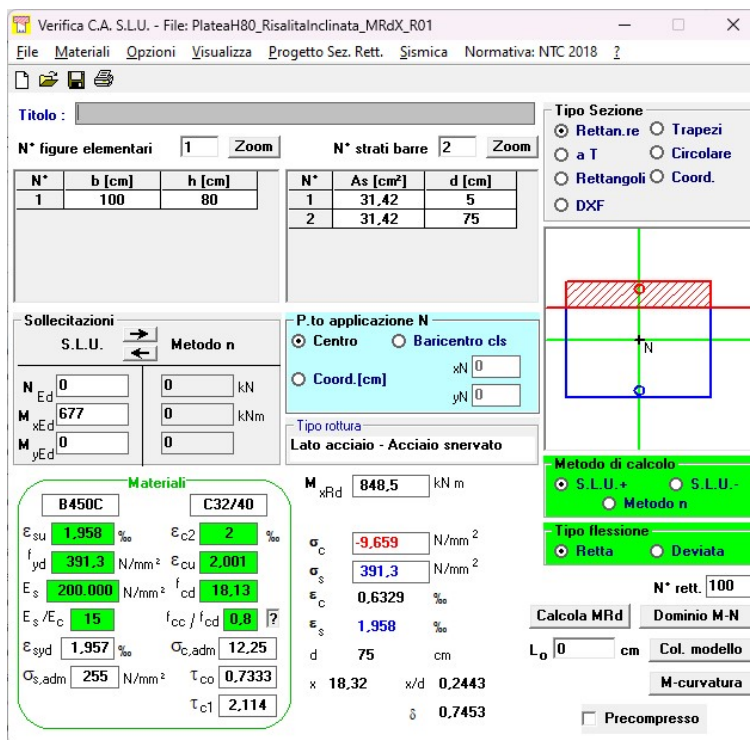


Figura 12-14 – Verifica a flessione della platea per Momenti flettenti XX– Envelope SLC

Direzione 2 – YY:

Momento massimo top/bottom 767 kNm/m SLC

Armatura diffusa: (1+1) f 20/10

Tasso sfruttamento 0.94 < 1

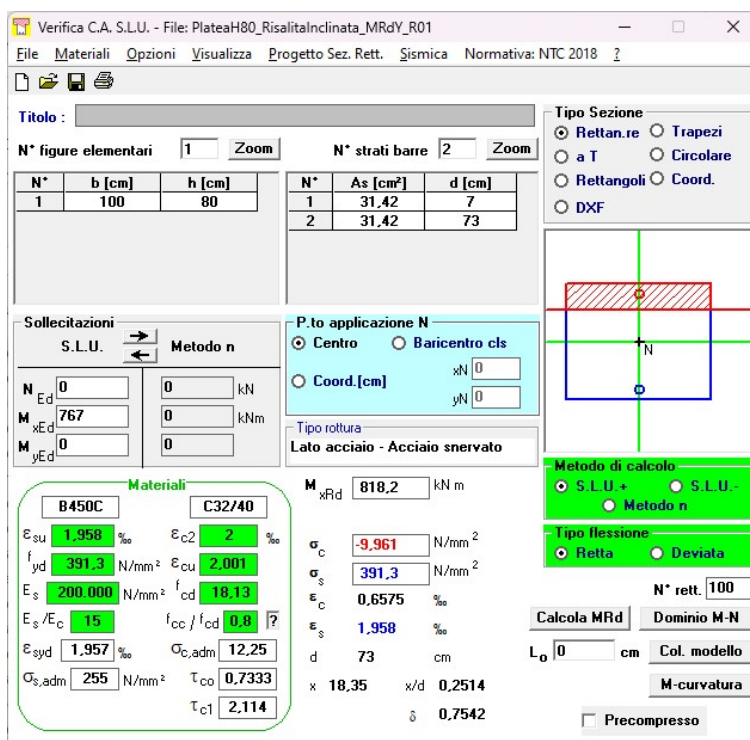


Figura 12-15 – Verifica a flessione della platea per Momenti flettenti YY– Envelope SLC

12.1.2 Verifiche di resistenza a taglio/ punzonamento

Nel seguito si propone la verifica di resistenza a taglio e punzonamento delle sezioni.

PLATEA di altezza 80 cm: Scala risalita fauna Ittica

Nello specifico per la platea di altezza 80 cm della zona della scala di risalita della fauna ittica, armata con armatura diffusa inferiore e superiore f_i 24/20 nelle due direzioni, il taglio massimo resistente, in assenza di armatura apposita per il taglio, è pari a circa 280 kN/m.

Nonostante si inneschino verosimili fenomeni di punzonamento, si ritiene che per le zone campite in bianco nell'immagine sia necessaria un'armatura apposita trasversale dedicata al taglio. Si propone l'inserimento di spilli uncinati di diametro 16 mm posti a maglia 40x40.

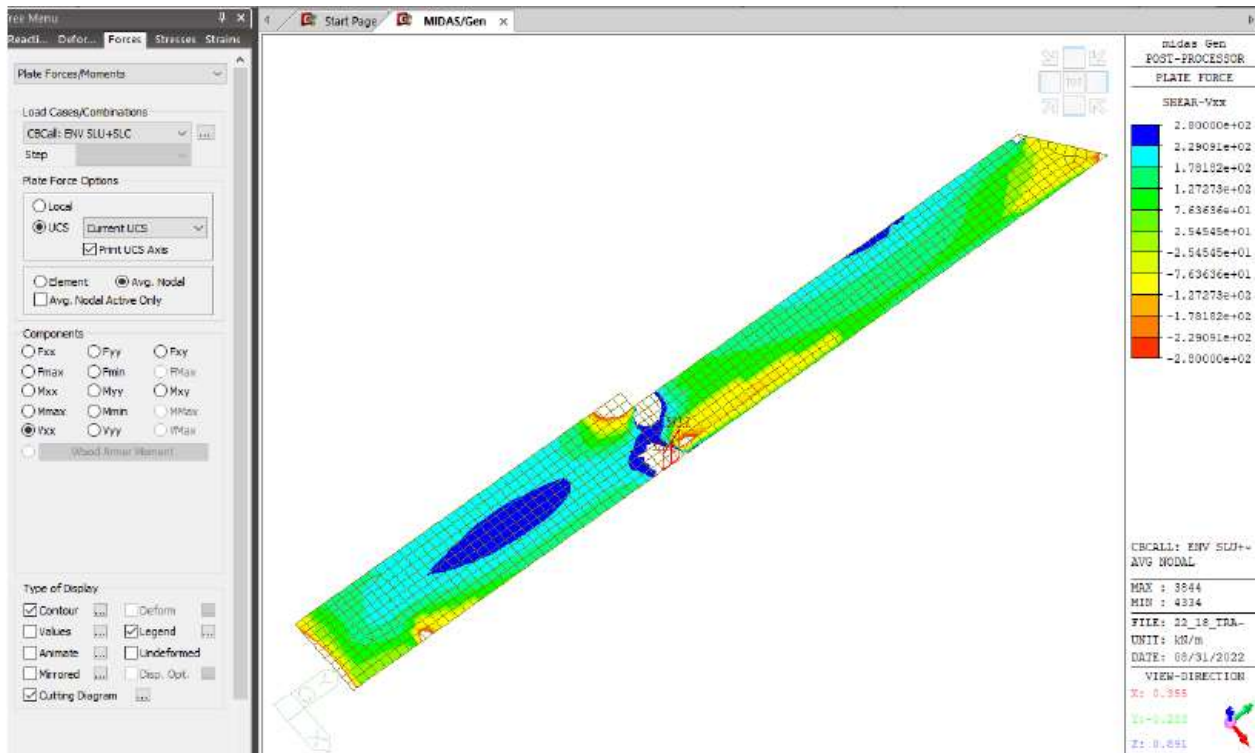


Figura 12-16 - Taglio Vxx – Envelope SLC/SLU

Dati utente

Rck	daN/cm2	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
bw	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	80,0	Altezza della sezione
d	cm	74,8	Altezza utile della sezione
s	cm	40,0	Passo delle staffe
pl	%	0,28%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
Asw,eff	cm2	5,024	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
VEd	daN	57.300	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

$V_{Rd} = V_{Rd} \times b_w \times d$	daN	28.721	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura appositata
$r_1 = V_{Rd} / V_{Ed}$	n.o puro	0,50	occorre calcolare l'armatura
Controllo del "taglio compressione"			
$v_{Rd,max} = v \times f'_{cd}$	daN/cm2	47,0	è la "tau" massima ammissibile con armatura appositata ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)
$V_{Rd,max} = v_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	316.628	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	5,53	la sezione è sufficiente
Calcolo dell'armatura			
$\cot(\theta) =$	n.o puro	2,50	confronto con i limiti della formula (4.1.16); cotangente reale
$\theta =$	gradi	21,80	in gradi; angolo reale
$V_{Rcd} = f'_{cd} b_w d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	218.364	Resistenza a "taglio compressione"
$V_{Rsd} = A_{sw} d_w x f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	82.716	Resistenza a "taglio trazione"
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	3,81	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,44	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-17 – Verifica a Taglio platea

PLATEA inclinata di 45° rispetto asse global X di altezza 80 cm: Scala Risalita fauna Ittica

Nello specifico per la platea di altezza 80 cm della zona della scala di risalita della fauna ittica, armata con armatura diffusa inferiore e superiore fi 20/10 nelle due direzioni, il taglio massimo resistente, in assenza di armatura appositata per il taglio, è pari a circa 310 kN/m.

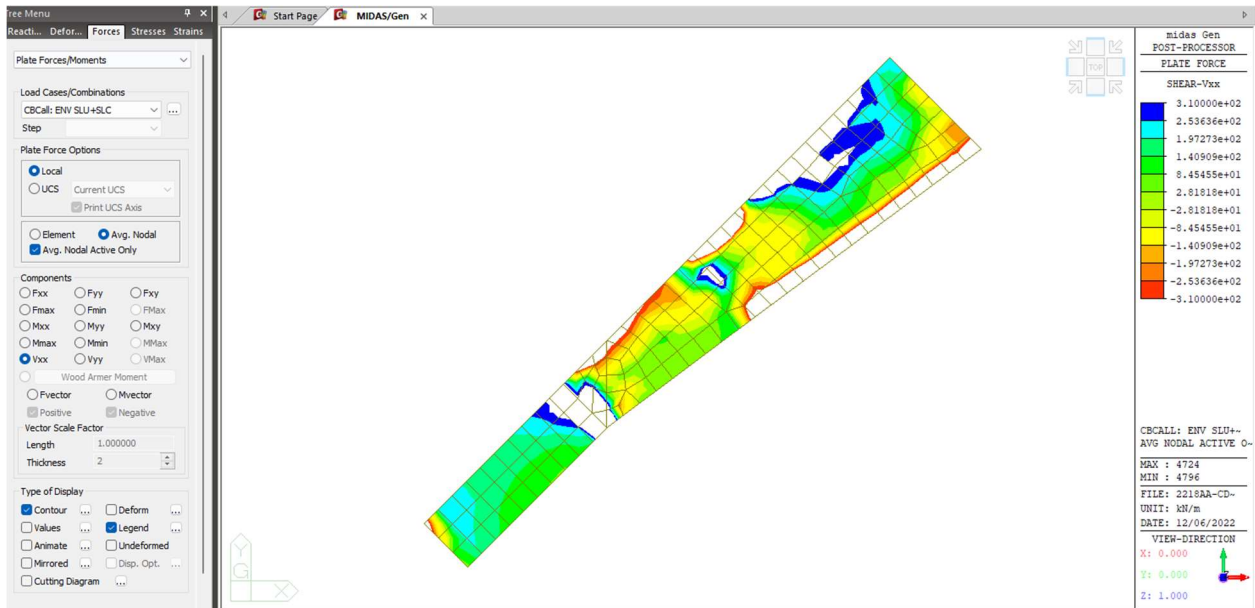


Figura 12-18 – Azioni taglianti Envelope SLU/SLC

Le zone campite in bianco nell'immagine sopra riportata risultano con criticità a taglio. Per la zona bianca di destra si ritiene che la verifica a taglio sia soddisfatta a causa del salto di quota previsto per la platea, che porta ad un locale incremento dell'altezza utile. Allo stesso modo laddove insistono gli spigoli dei muri della scala di risalita si ritiene che si inneschino meccanismi di punzonamento accettabili per la sezione della platea.

Unica zona in cui, dunque, si prevede l'implementazione di armatura aggiuntiva è quella in corrispondenza del muro controterra. L'armatura trasversale proposta è del diametro 16 mm posta a maglia 40x40 cm.

=====

[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.

=====

- Information of Parameters.

Line Name : PLT Inclinata
 LCB No. : 74
 Thickness : 0.8000 m.
 Bot Covering : 0.0600 m.
 Top Covering : 0.0600 m.
 Effect. Depth : 0.7400 m.

- Information of Checking.

bw = 1.4510 m.

- Information of Forces and Result.

V_{Ed} = -590.8103 kN.

Dati utente

Rck	daN/cm2	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
bw	cm	145,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	80,0	Altezza della sezione
d	cm	74,0	Altezza utile della sezione
s	cm	40,0	Passo delle staffe
pi	%	0,39%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
Asw,eff	cm2	7,285	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
VEd	daN	59.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

$V_{Rd} = v_{Rd} \times b_w \times d$	daN	46.053	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura apposta
$r_1 = V_{Rd} / V_{Ed}$	n.o puro	0,78	occorre calcolare l'armatura
Controllo del "taglio compressione"			
$v_{Rd,max} = v \times f_{cd}$	daN/cm2	47,0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)
$V_{Rcd,max} = v_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	454.201	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	7,70	la sezione è sufficiente
Calcolo dell'armatura			
$\cot(\theta) =$	n.o puro	2,50	confronto con i limiti della formula (4.1.16); cotangente reale
$\theta =$	gradi	21,80	in gradi; angolo reale
$V_{Rcd} = f_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	313.242	Resistenza a "taglio compressione"
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	118.655	Resistenza a "taglio trazione"
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	5,31	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	2,01	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-19 – Verifica a Taglio platea

PLATEA di altezza 80 cm: Minimo Deflusso Vitale

Nello specifico per la platea di altezza 80 cm della zona della scala di risalita della fauna ittica, armata con armatura diffusa inferiore e superiore fi 24/20 nelle due direzioni, il taglio massimo resistente, in assenza di armatura apposta per il taglio, è pari a circa 280 kN/m.

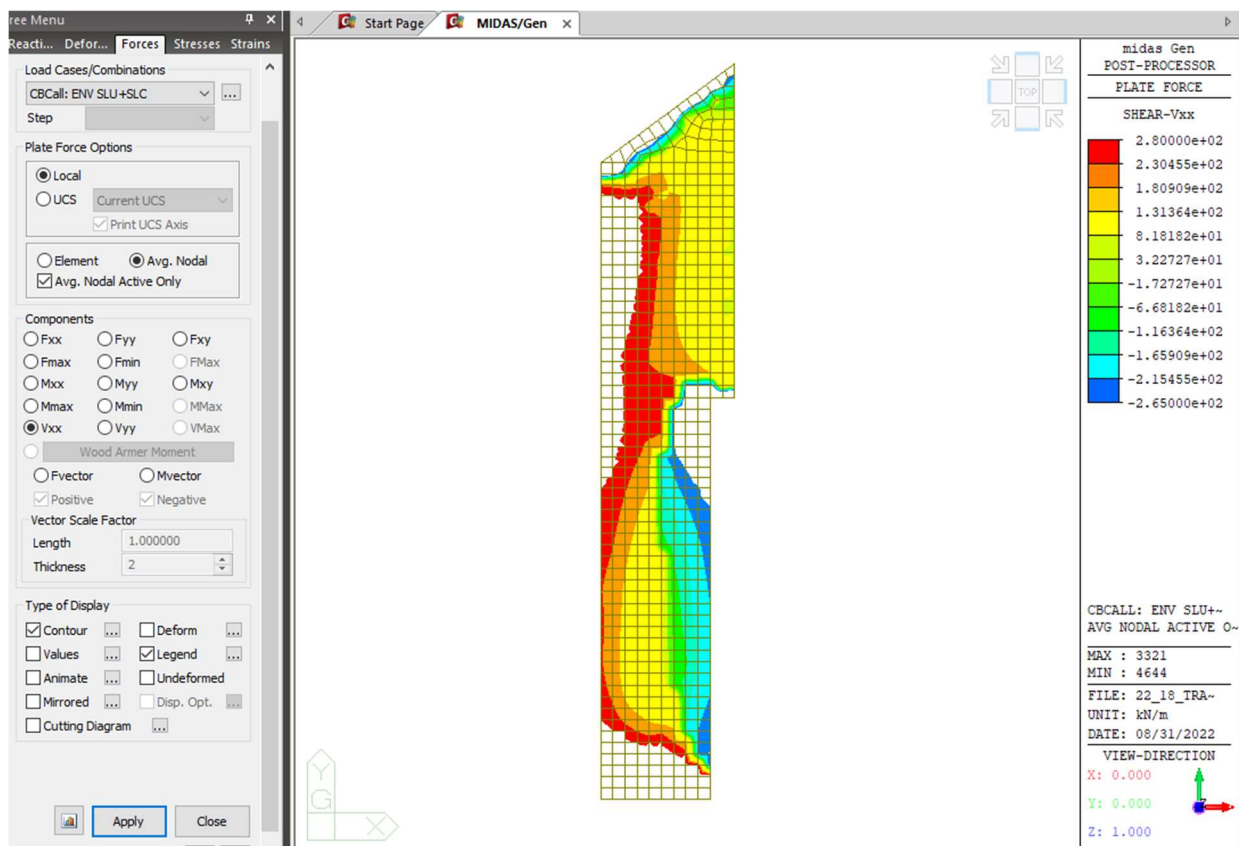


Figura 12-20 – Azioni taglianti Envelope SLU/SLC

Le zone campite in bianco nell'immagine sopra riportata mostrano criticità a taglio per la platea di altezza 80 cm. Nonostante il locale incremento dell'altezza utile della platea, a causa del salto di quota previsto, si ritiene che vi siano comunque criticità a taglio nelle sezioni in corrispondenza della riduzione di spessore. Per tali zone si suggerisce l'implementazione di armature aggiuntive apposite.

=====

[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.

=====

- Information of Parameters.

Line Name : PLT DMV
LCB No. : 42
Thickness : 0.8000 m.
Bot Covering : 0.0640 m.
Top Covering : 0.0640 m.
Effect. Depth : 0.7360 m.

- Information of Checking.

bw = 0.9442 m.

- Information of Forces and Result.

V_{Ed} = 378.2762 kN.

Dati utente

Rck	daN/cm2	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
bw	cm	94,4	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	80,0	Altezza della sezione
d	cm	73,6	Altezza utile della sezione
s	cm	40,0	Passo delle staffe
ρ _l	%	0,28%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
A _{sw,eff}	cm2	4,743	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
V _{Ed}	daN	37.900	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

V _{Rd} = v _{Rd} × b _w × d	daN	26.752	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura apposita
r ₁ = V _{Rd} / V _{Ed}	n.o puro	0,71	occorre calcolare l'armatura
Controllo del "taglio compressione"			
v _{Rd,max} = v × f _{td}	daN/cm2	47,0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposita ponendo cot(θ) = 1 nella formula (4.1.19)
V _{Rcd,max} = v _{Rd,max} × b _w × d _w	daN	294.102	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
r ₂ = V _{Rd,max} / V _{Ed}	n.o puro	7,76	la sezione è sufficiente
Calcolo dell'armatura			
cot(θ) =	n.o puro	2,50	confronto con i limiti della formula (4.1.16); cotangente reale
θ =	gradi	21,80	in gradi; angolo reale
V _{Rcd} = f _{td} × b _w × d _w / (cot(θ) + tan(θ))	daN	202.829	Resistenza a "taglio compressione"
V _{Rsdc} = A _{sw} × d _w × f _{yd} / (s × tan(θ))	daN	76.831	Resistenza a "taglio trazione"
r _{sc} = V _{Rcd} / V _{Ed}	n.o puro	5,35	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
r _{st} = V _{Rsdc} / V _{Ed}	n.o puro	2,03	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-21 – Verifica a Taglio platea

PLATEA di altezza 200 cm: Zona Pile Principali

Per la platea di altezza 200 cm in corrispondenza dell'alveo principale del fiume, armata con armatura diffusa inferiore e superiore f_i 24/20 nelle due direzioni, il taglio massimo resistente, in assenza di armatura apposita per il taglio, è pari a circa 580 kN/m. A favore di sicurezza si trascura il contributo delle armature al lembo inferiore aggiuntive in corrispondenza delle tre pile.

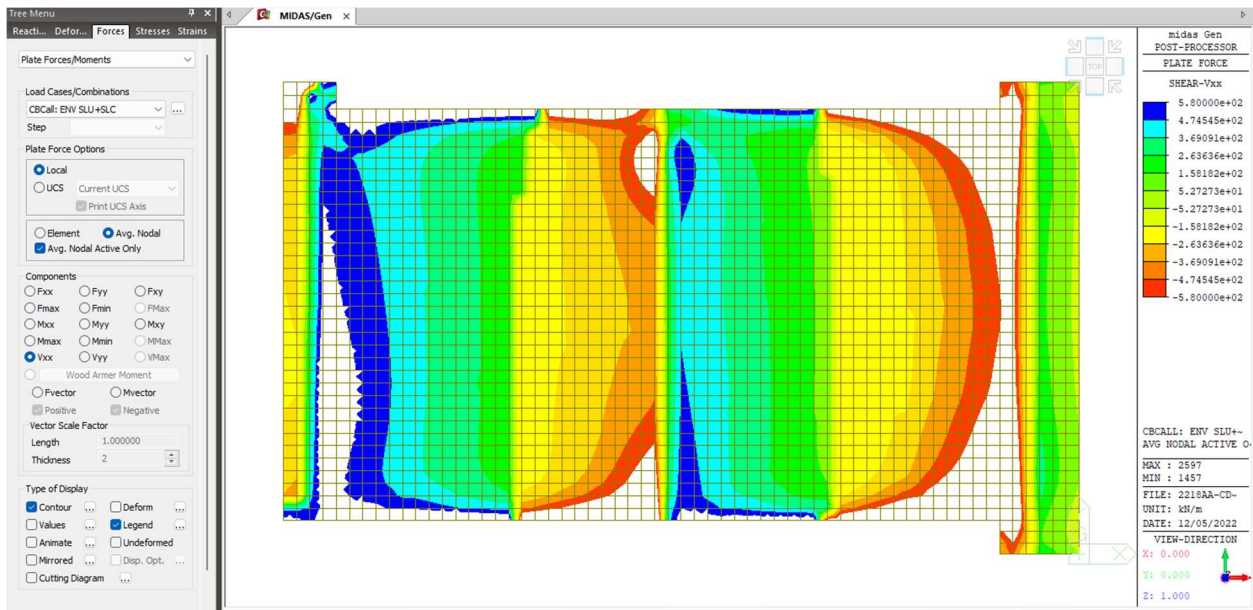


Figura 12-22 – Taglio agente Vxx – envelope SLC/SLU

Si sottolinea che nelle zone terminali delle pile centrali e laterali, in corrispondenza degli spigoli, si instaurano meccanismi di punzonamento, verificati a parte.

Trascurando tali zone di estremità, nella figura precedente in bianco sono evidenziate le zone con azioni taglianti superiori alla resistenza limite in assenza di armatura specifica per il taglio. Tali criticità si instaurano nei primi 2 m dal filo interno delle pile laterali. Per tali zone si opta per l'inserimento di un'apposita armatura a taglio, come da dettagli esecutivi (spilli f 16 40x40).

=====
 [[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
 =====

- Information of Parameters.

Line Name : Taglio Platea H200
 LCB No. : 52
 Materials : fck = 32000.0000 KPa.
 Thickness : 2.0000 m.
 Bot Covering : 0.0640 m.
 Top Covering : 0.0640 m.
 Effect. Depth : 1.9360 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500
 bw = 0.9240 m.
 $k = \min[1 + (200/d)^{0.5}, 2.0] = 0.0000$ (d in mm)
 rho = 0.000
 $\rho_{ol} = \min[\rho, 0.02] = 0.000$
 $V_{Rd,c} = \max[0.035 \cdot k^{1.5} \cdot \sqrt{f_{ck}}, (0.18/\gamma_c) \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_{ol} \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot bw \cdot d$
 = 538.0157 kN.

- Information of Forces and Result.

Required Thickness = 3.0011 m.
 $V_{Ed} = -816.2086$ kN.
 $RatV = V_{Ed} / V_{Rd,c} = 1.517 > 1.0 \rightarrow$ Not Acceptable !!!
 (Need Vertical Reinforcements.)

Dati utente

Rck	daN/cm2	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
bw	cm	92,4	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	200,0	Altezza della sezione
d	cm	193,6	Altezza utile della sezione
s	cm	40,0	Passo delle staffe
pl	%	0,11%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
Asw,eff	cm2	4,642	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
VEd	daN	81.600	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

VRd = VRd x bw x d	daN	53.809	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura appositata
r1 = VRd / VEd	n.o puro	0,66	occorre calcolare l'armatura
Controllo del "taglio compressione"			
VRd,max = V x f 'cd	daN/cm2	45,3	è la "tau" massima ammissibile con armatura appositata ponendo cot(θ) = 1 nella formula (4.1.19)
VRcd,max = VRd,max x bw x dw	daN	729.857	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
r2 = VRd,max / VEd	n.o puro	8,94	la sezione è sufficiente
Calcolo dell'armatura			
cot(θ) =	n.o puro	2,50	confronto con i limiti della formula (4.1.16); cotangente reale
θ =	gradi	21,80	in gradi; angolo reale
VRcd = f 'cdxbwxdw / (cot(θ)+tan(θ))	daN	503.349	Resistenza a "taglio compressione"
VRsd = Aswxdwxfyd / (s x tan(θ))	daN	197.817	Resistenza a "taglio trazione"
rsc = VRcd / VEd	n.o puro	6,17	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
rst = VRsd / VEd	n.o puro	2,42	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-23 – Verifica a taglio platea di fondazione

In corrispondenza delle zone terminali delle pile, come accennato, si instaurano meccanismi di punzonamento, verificati coerentemente con il capitolo 6.4.4 dell'Eurocodice 2. La condizione più sfavorevole si instaura in corrispondenza dell'estremità inferiore della pila in dx orografica. Si considera come area equivalente punzonante quella corrispondente allo spessore del setto abbinata ad una lunghezza pari ancora allo spessore del setto, con approccio cautelativo.

Come suggerito dalla normativa sopra citata l'azione punzonante viene decurtata delle pressioni del terreno nell'area sottesa dal perimetro critico considerato. La sezione risulta verificata.

VERIFICHE A PUNZONAMENTO - EC2+NAD

Elemento:

DATI RELATIVI AI MATERIALI UTILIZZATI

$R_{ck} =$	40	MPa	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
$f_{ck} =$	33,2	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$\gamma_c =$	1,5	-	Coefficiente di materiale
$\alpha_{cc} =$	0,85	-	Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
$f_{cd} =$	18,81	MPa	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$\nu =$	0,50	-	Coeff. riduttivo: resistenza bielle compresse per verifiche a taglio
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s =$	1,15	-	Coefficiente di materiale
$f_{yd} =$	391,30	MPa	Tensione di snervamento di progetto

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DI INPUT

$d_y =$	1.920	mm	Altezza utile in direzione y
$d_z =$	1.920	mm	Altezza utile in direzione z (z = asse ortogonale a y)
$d = d_{eff} =$	1.920	mm	Altezza utile media della sezione
$a_y = c_1 =$	2.000	mm	Dimensione del pilastro in dir. y (ev. PERPENDICOLARE al bordo libero)
$a_z = c_2 =$	2.000	mm	Dimensione del pilastro in direzione z

PERIMETRI DI VERIFICA

Perimetro di base di verifica u_o	Tipologia di pilastro	ANGOLARE
Perimetro di base in prossimità di un'apertura?		SI

$u_o = 4000$ mm Perimetro di verifica di base, sviluppo del perimetro dell'area di carico
 $u_o = 3 d < c_1 + c_2$

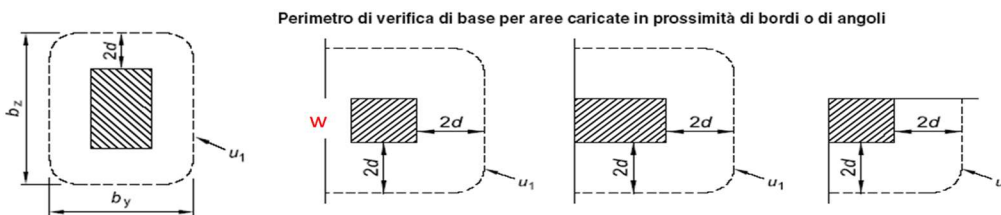
Qualora presenti forometrie a distanza minore di 2d si assume tale perimetro di base di verifica ridotto:

$u_o = 2.000$ mm Perimetro di verifica di base ridotto per presenza di forometrie

Il perimetro di verifica di base effettivo risulta essere pari a:

$u_0 = 2000$ mm Perimetro di verifica di base, depurato degli effetti delle eventuali forometrie

Perimetro di base di verifica u_1



Il perimetro di verifica effettivo risulta essere pari a:

$$u_1 = 2000 \text{ mm} \quad \text{Perimetro di verifica di base posto a } 2d, \text{ depurato degli effetti delle eventuali forometrie}$$

VALORE DI PROGETTO DELLA FORZA DI TAGLIO-PUNZONAMENTO

$$V_{Ed,g} = 1.025 \text{ kN} \quad \text{Valore di progetto della forza di taglio-punzonamento}$$

VERIFICHE DA EFFETTUARE:

- $V_{Rd,c}$ = valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sez di verifica
 $V_{Rd,cs}$ = valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di
 $V_{Rd,max}$ = valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata

le verifiche da effettuarsi sono le seguenti:

- 1) $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ lungo il perimetro del pilastro, o dell'area caricata, la massima tensione di taglio-punz. non deve essere superata
- 2) se $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ l'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria
- 3) se $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ deve disporsi armatura a taglio-punzonamento

1) Controllo della massima tensione di taglio-punzonamento : Verifica alla faccia del pilastro

$$V_{Rd,max} = 3,763 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Tensione di taglio-punzonamento massima assoluta} = 0,4 v f_{cd}$$

$$V_{Ed} = 0,267 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Tensione di taglio-punzonamento lungo l'area caricata} = \beta V_{Ed,g} / (u_o d)$$

$$\gamma = 14,099$$

la massima tensione di taglio-punzonamento non è superata: SEZIONE COMPATIBILE

Resistenza a punzonamento per elementi privi di armatura a taglio

a) piastre

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}$$

in ogni caso: $V_{Rd,c} > (V_{min} + k_1 \sigma_{cp})$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0,12$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,32 \quad \text{comunque} \leq 2$$

$$\rho_{ly} = A_{sly \text{ media}} / (b_{\text{medio}, y} d) = 0,0012$$

$$b_{\text{medio}, y} = 3d + a_y + 3d = 13.520 \text{ mm}$$

$$A_{sly \text{ media}} = A_{sly} b_{\text{medio}, y} / 1000 = 30.582 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{lz} = A_{slz} / (b_{\text{medio}, z} d) = 0,0012$$

$$b_{\text{medio}, z} = 3d + a_z + 3d = 13.520 \text{ mm}$$

$$A_{slz \text{ media}} = A_{slz} b_{\text{medio}, z} / 1000 = 30.582 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = (\rho_{ly} \rho_{lz})^{0,5} = 0,0012 \quad \text{comunque} \leq 0,02$$

$$k_1 = 0,10 \quad \text{valore raccomandato}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} \quad \text{comunque} < 0,2 f_{cd} \quad (\text{contributo della precompressione posto} = 0)$$

$$V_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,307 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_{Rd,c} = 0,250 \text{ N/mm}^2 \\ V_{Rd,c \text{ min}} = 0,307 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \quad V_{Rd,c} = 0,307 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} = 0,267 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 1,150$$

non è necessario disporre armatura per taglio-punzonamento

Figura 12-24 – Verifica a punzonamento platea di fondazione

12.1.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di flessione in direzione X, per la quale si hanno i massimi coefficienti di sfruttamento. Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per la platea, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

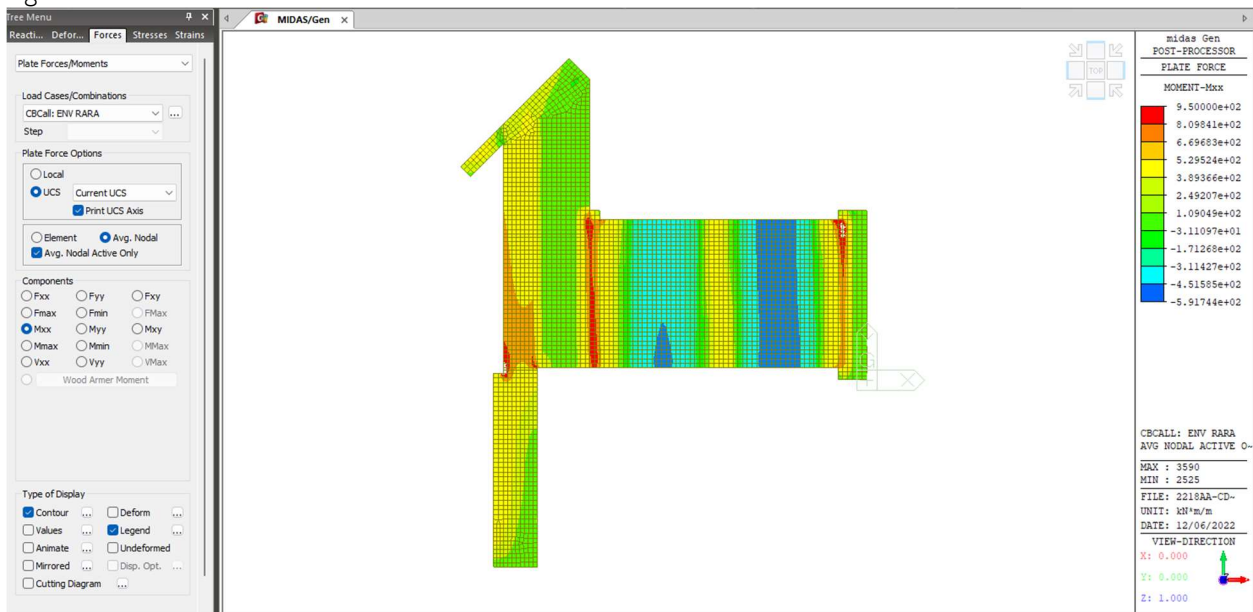


Figura 12-25 – Azioni flettenti Mxx – Envelope RARA

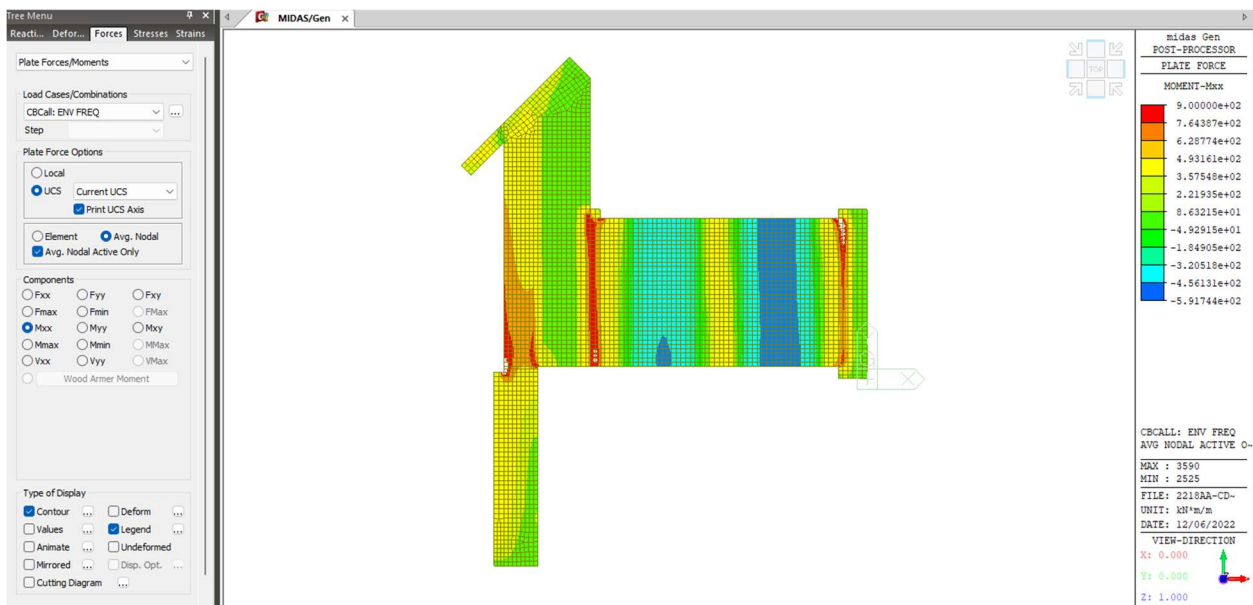


Figura 12-26 – Azioni flettenti Mxx – Envelope FREQUENTE

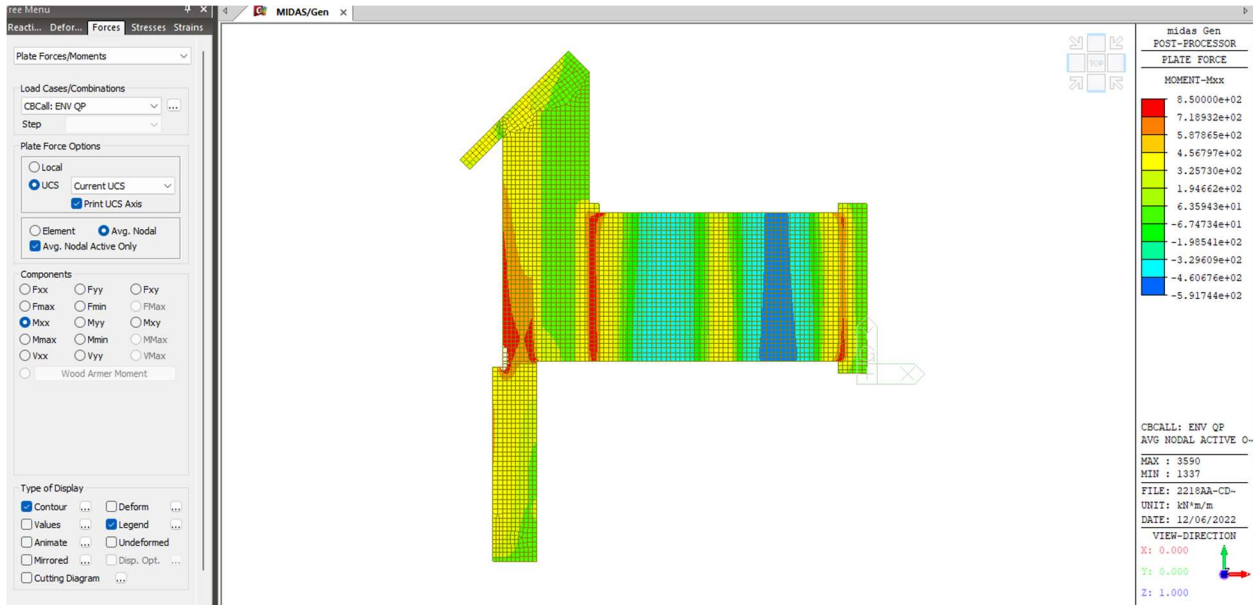


Figura 12-27 – Azioni flettenti Mxx – Envelope QUASI PERMANENTE

La platea non presenta criticità per gli stati limite d'esercizio, mostrando tassi di sfruttamento prossimi allo zero. Fa eccezione la zona della scala di risalita ittica, per la quale è prevista un'armatura diffusa superiore e inferiore di $f\ 24/20$, con infittimenti con passo dimezzato al lembo inferiore. Nel seguito le verifiche relative a tale zona.

12.1.3.1 Scala Risalita Fauna Ittica

Stato limite di limitazione delle tensioni

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 3452
 LCB No. : 15
 Materials : $f_{ck} = 32000.0000$ KPa.
 $f_{yk} = 450000.0000$ KPa.
 Thickness : 0.8000 m.
 Covering : $d_B = 0.0520$ m.
 $d_T = 0.0520$ m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333$ KPa.
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.
 $b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).
 $d = 0.7480$ m.
 $A_{s_use} = 0.0045$ m²/m. (0.0045 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

$k_1 = 0.60000$
 $k_2 = 0.45000$
 $k_3 = 0.80000$

(Assumed Uncracked Section)

$M_{Ed} = 865.15 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 11.99553 \text{ (Long Term).}$
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3023.81052 \text{ KPa.}$
 $fr1 = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 2419.04842 \text{ KPa.}$
 $f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, fr1] = 3023.81052 \text{ KPa.}$
 $ybar_t = 0.42028 \text{ m.}$
 $I_{yy} = 0.04831 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $Ss_{con} \text{ (Tens.)} = M_{Ed} * (H - ybar_t) / I_{yy} = 6799.54281 \text{ KPa.}$
 $Ss_{con} \text{ (Tens.)} > f_{ctm,fl} \quad \text{---> Check Cracked Section !!!}$

[Etc. Load Cases]

$M_{Ed,E} = 865.15 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 5.99776 \text{ (Short Term).}$
 $X = 0.176 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0107 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $ybar_t = 0.176 \text{ m.}$
 $Ss_{conE} = M_{Ed,E} * ybar_t / I_{cr} = 14275.96045 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlE} = M_{Ed,E} * (d - ybar_t) * n / I_{cr} = 278666.20626 \text{ KPa.}$

$Ss_{con} = Ss_{conD} + Ss_{conL} + Ss_{conE} = 14275.96045 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stl} = Ss_{stlD} + Ss_{stlL} + Ss_{stlE} = 278666.20626 \text{ KPa.}$
 $Ss_{con} < k2 * f_{ck} = 14400.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !}$
 $Ss_{stl} < k3 * f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !}$

Stato limite di fessurazione

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 2926
 LCB No. : 15
 Materials : $f_{ck} = 32000.0000 \text{ KPa.}$
 $f_{yk} = 450000.0000 \text{ KPa.}$
 Thickness : 0.8000 m.
 Covering : $dB = 0.0520 \text{ m.}$
 $dT = 0.0520 \text{ m.}$

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500 \text{ (for Concrete)}$
 $\gamma_s = 1.150 \text{ (for Reinforcement)}$
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333 \text{ KPa.}$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783 \text{ KPa.}$
 $b = 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).}$
 $d = 0.7480 \text{ m.}$
 $A_{s,use} = 0.0045 \text{ m}^2/\text{m.} \quad (\quad 0.0045 \text{ m}^2/\text{m.})$

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} = 40000.00000 \text{ KPa.}$
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{cm}^{(2/3)} = 3023.81052 \text{ KPa.} \text{ (} f_{cm} \leq C50/60 \text{)}$
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ (by 28 days).}$
 $\sigma_s = 213337.239 \text{ KPa.}$
 $k_t = 0.6 \text{ (for short term loading).}$
 $X = 0.23535 \text{ m.}$
 $h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 * (h - d), (h - X) / 3, h / 2] = 0.13000 \text{ m.}$

$$\begin{aligned}Ac_{eff} &= Bc \cdot hc_{ef} &= & 0.00013 \text{ m}^2 \\Rho_{p,eff} &= As / Ac_{eff} &= & 0.0346 \\E_{cm} &= 22[f_{cm}/10]^{0.3} \cdot 1000 &= & 33345764.463 \text{ KPa. (by Table 3.1)} \\Alpha_e &= E_s / E_{cm} &= & 5.99776 \\(Eps_{sm} - Eps_{cm}) &= (\Sigma s_{-kt} \cdot fct_{eff} / Rho_{p,eff} \cdot (1 + Alpha_e \cdot Rho_{p,eff})) / E_s \\&= & 0.000750 \\&\geq 0.6 \cdot \Sigma s_{-kt} / E_s &= & 0.000640\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Bond coefficient}(k_1) &= 0.8000 \\ \text{Strain distribution coefficient}(k_2) &= 0.5000 \\ \text{NAD Value}(k_3) &= 3.4000 \\ \text{NAD Value}(k_4) &= 0.4250 \\ c &= 0.03950 \text{ m.} \\ \Phi &= 0.02500 \text{ m.} \\ S_{r,max} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / Rho_{p,eff} = 0.25699 \text{ m.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}w_k &= S_{r,max} \cdot (Eps_{sm} - Eps_{cm}) = 0.00019 \text{ m.} \\ w_k &< 2.000e-04 \text{ m.} \quad \text{---> O.K!}\end{aligned}$$

12.2 Soletta carrabile

12.2.1 Verifiche di resistenza flessionale

Analogamente a quanto presentato per la platea fondazionale, nel seguito si propone la verifica di resistenza della soletta carrabile, di spessore uniforme pari a 50 cm.

Tale soletta viene verificata con una struttura “non dissipativa”. La prescrizione normativa relativa agli elementi non dissipativi consiste nel richiedere che i materiali, costituenti la sezione, mantengano un comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Per le combinazioni di carico non sismiche, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si propongono le mappature dei momenti flettenti e torcenti combinati secondo il metodo Wood Armer Moment. Tali momenti biassiali risultanti verranno confrontati con le capacità flessionali delle membrature, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

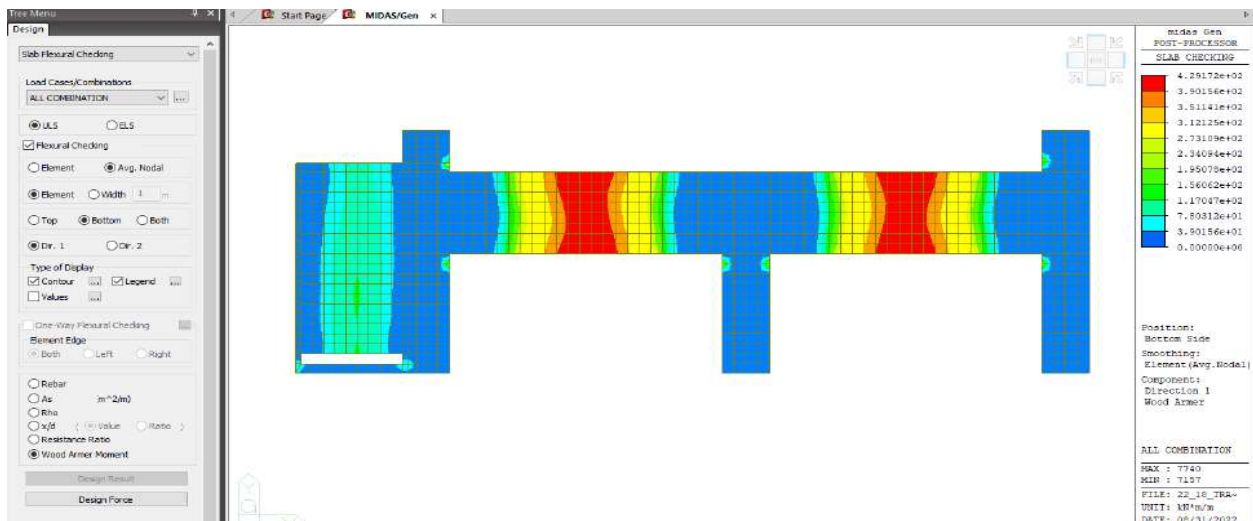


Figura 12-28 - Momenti flettenti XX – Bottom – Envelope SLU

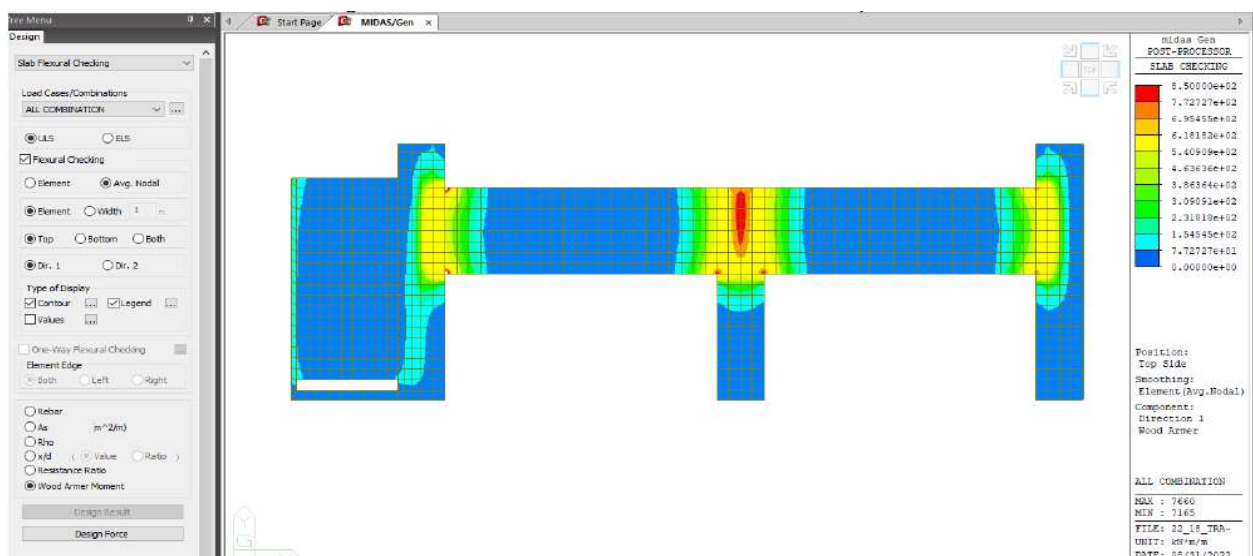


Figura 12-29 - Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLU

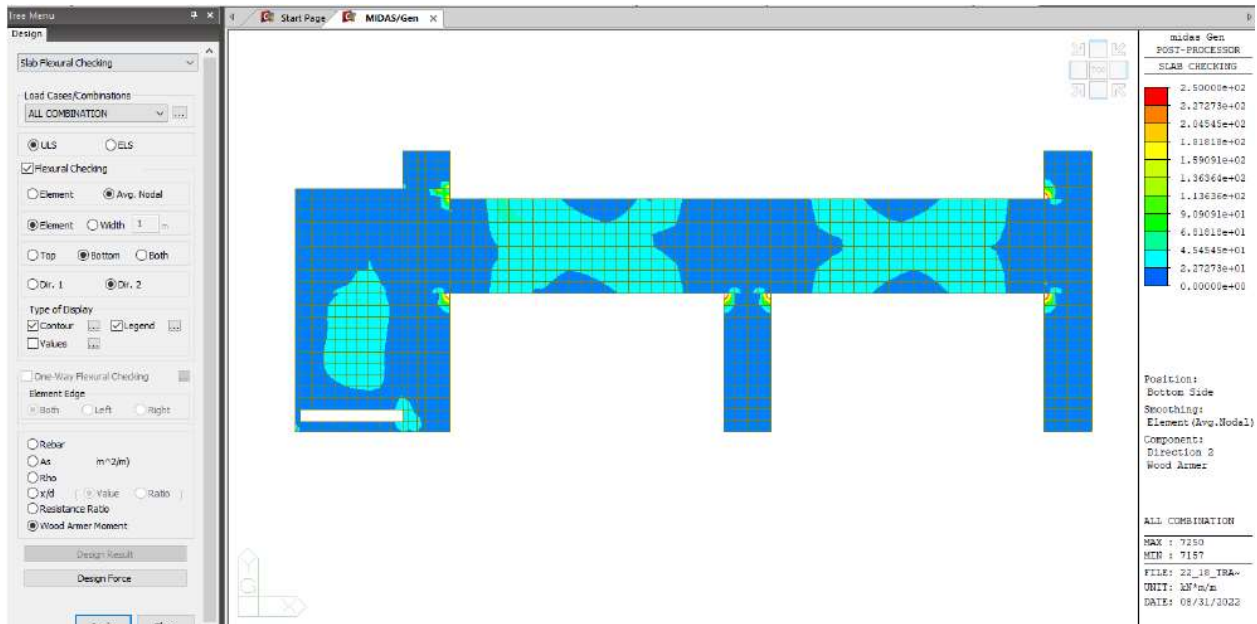


Figura 12-30 - Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLU

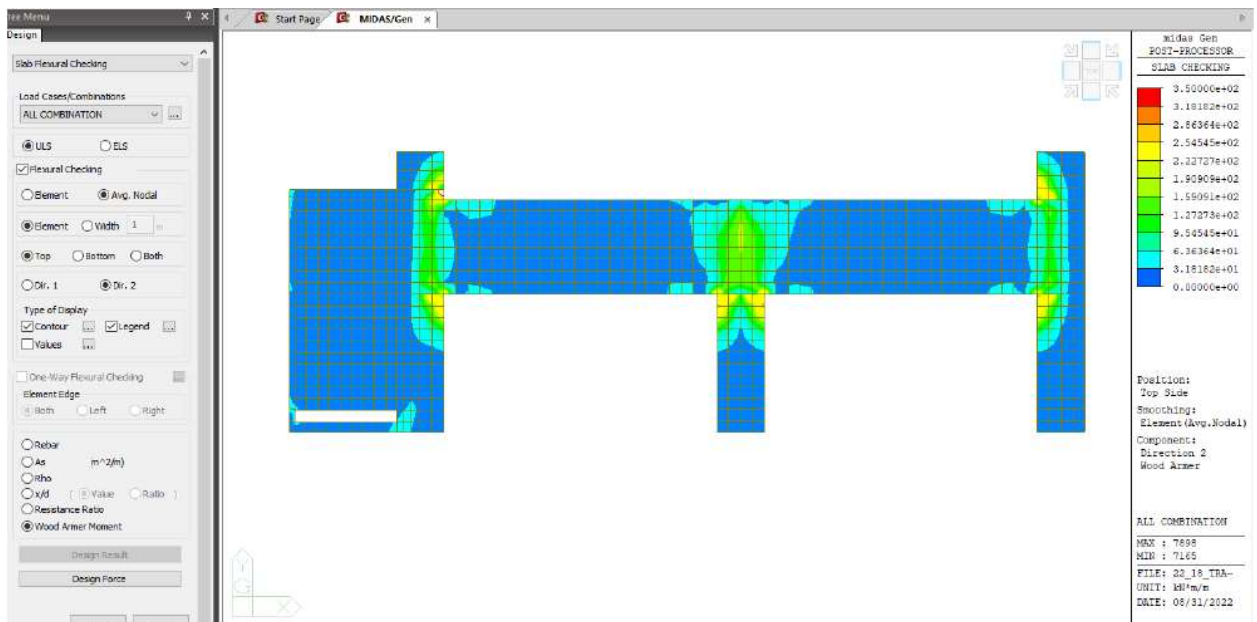


Figura 12-31 - Momenti flettenti YY – Top – Envelope SLU

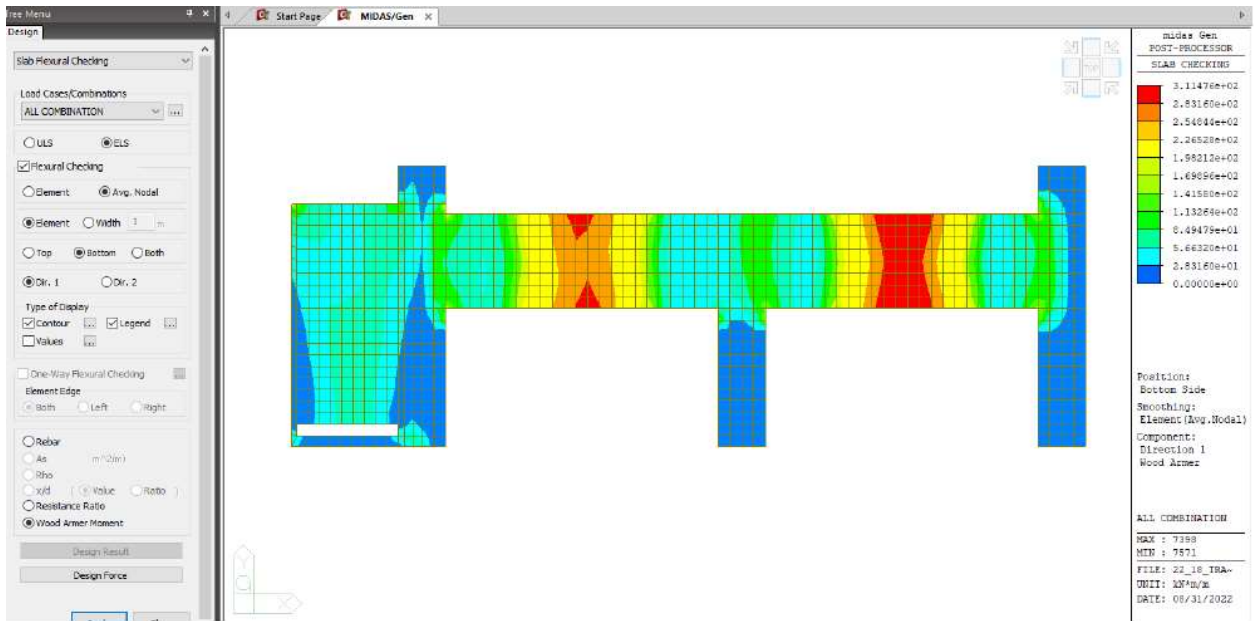


Figura 12-32 - Momenti flettenti XX – Bottom – Envelope SLC

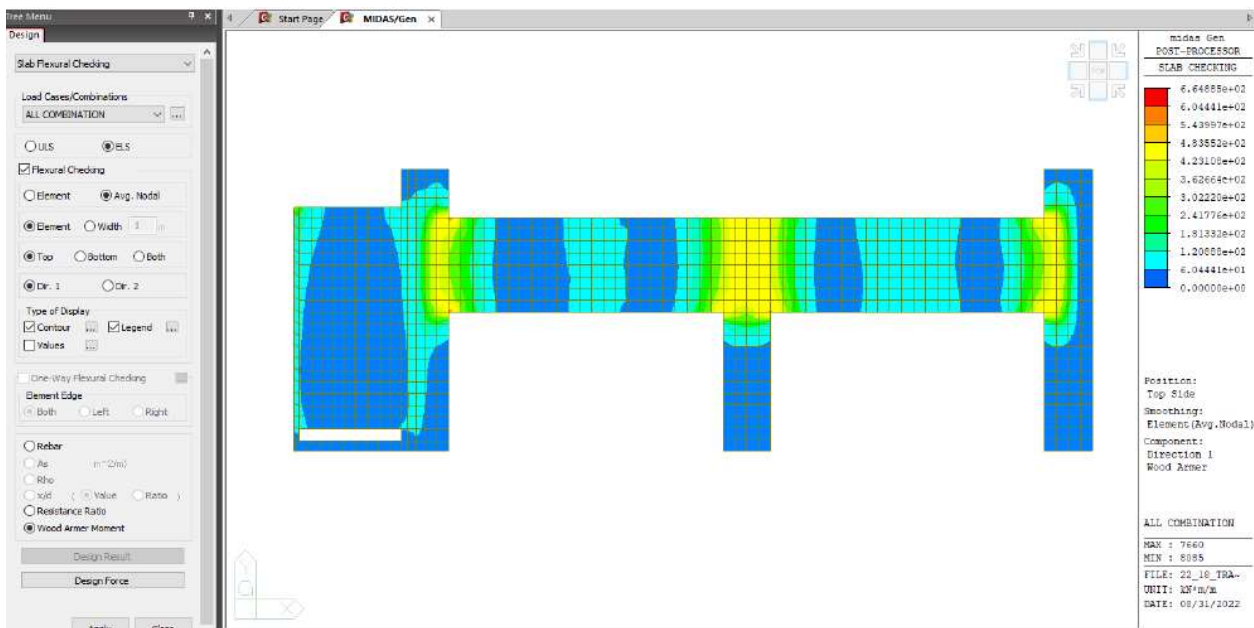


Figura 12-33 - Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLC

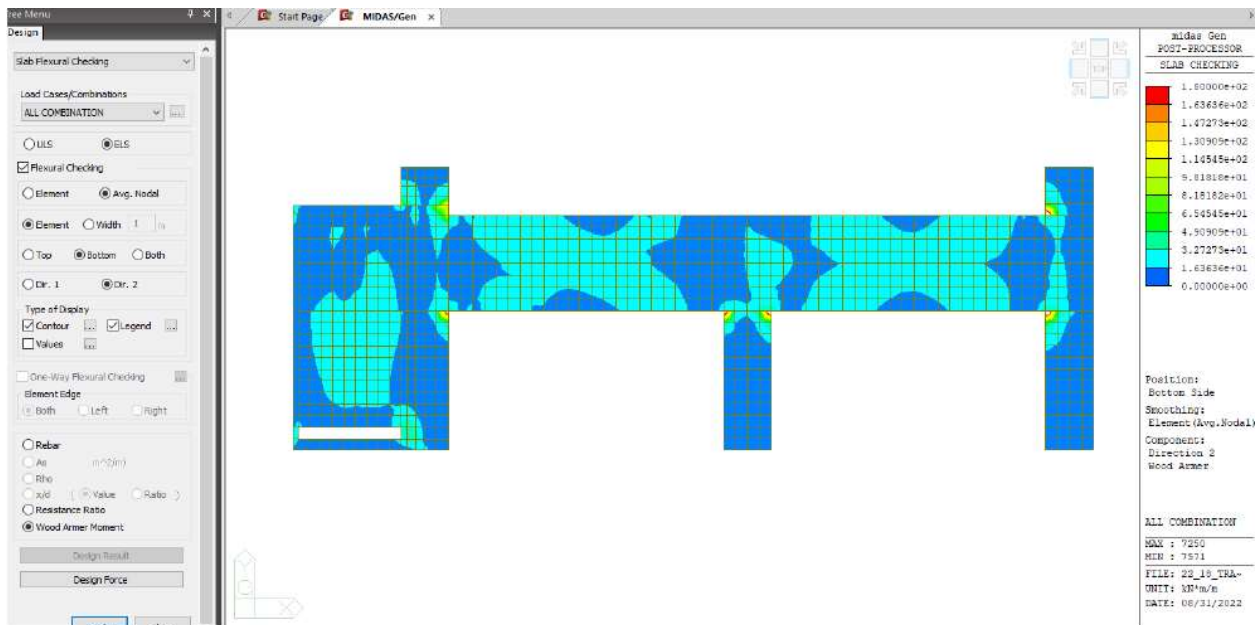


Figura 12-34 - Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLC

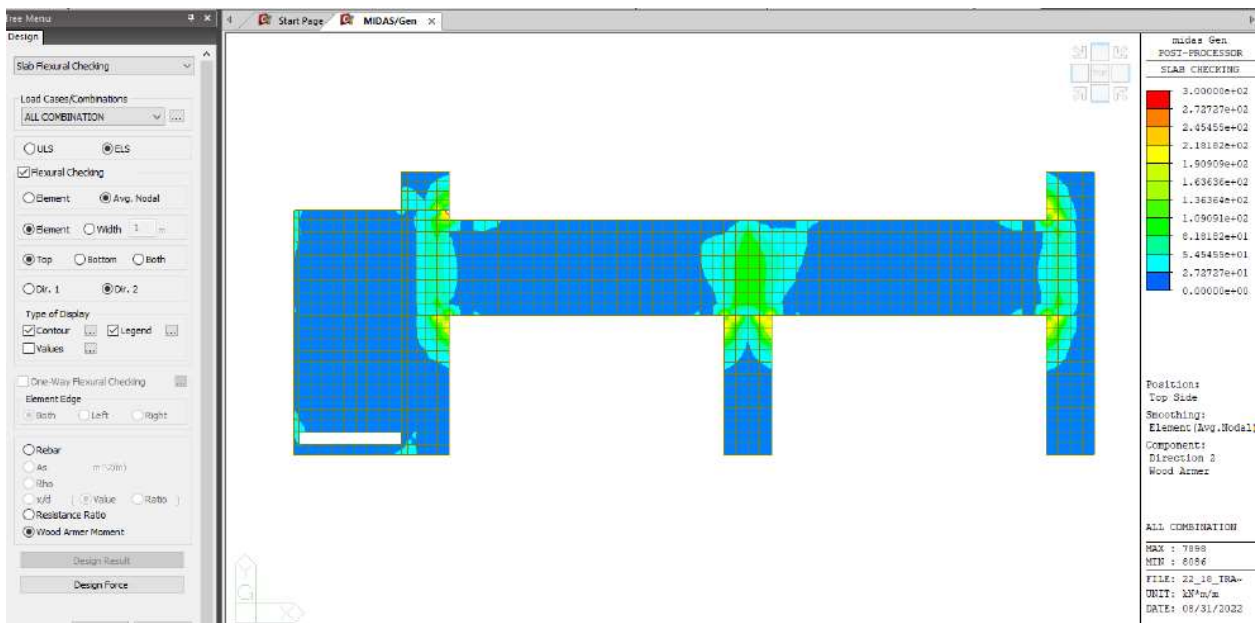


Figura 12-35 - Momenti flettenti YY – Top – Envelope SLC

Le armature nel seguito descritte come in “direzione 1” sono quelle parallele all’asse globale X e quelle in “direzione 2” risultano ortogonali. Note le sollecitazioni, si propongono le verifiche di resistenza a flessione, per le combinazioni di carico sismiche e per le altre combinazioni.

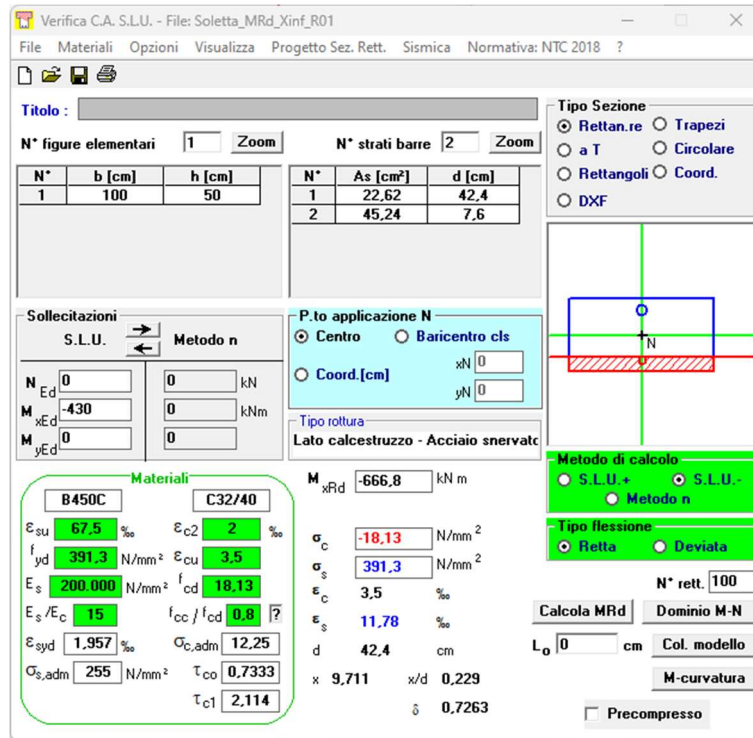
La soletta presenta tassi di sfruttamento più elevati in corrispondenza delle combinazioni allo stato limite ultimo SLU; le verifiche di resistenza, quindi, verranno effettuate considerando i momenti resistenti in campo elasto-plastico.

Sezione campata principale:

Massimo momento positivo direzione XX: 430 kNm/m

- Armatura inferiore $\phi 24/20 + \phi 24/20$ aggiuntiva
- Armatura superiore $\phi 24/20$

Tasso sfruttamento $0.64 < 1$



Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta_MRd_Xinf_R01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	22.62	42.4
			2	45.24	7.6

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -430 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} -666.8 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 11.78 %
d 42.4 cm
x 9.711 x/d 0.229
 δ 0.7263

Figura 12-36 – Verifica a flessione Momenti direzione XX – Soletta Carrabile

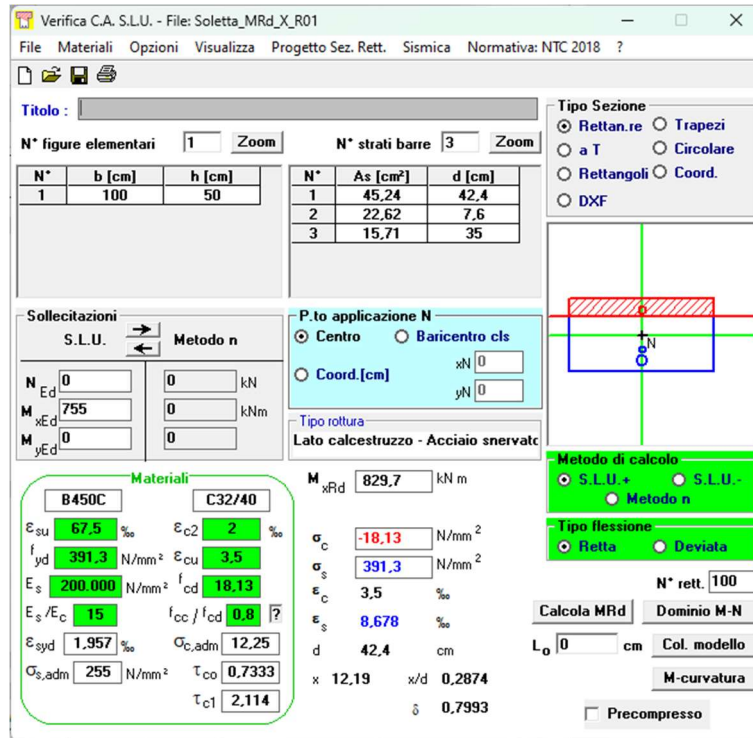
Sezione pila centrale:

Massimo momento negativo direzione XX: - 755 kNm/m

– Armatura inferiore $\phi 24/20$

– Armatura superiore $\phi 24/20 + \phi 24/20$ aggiuntiva I° strato + $\phi 20/20$ aggiuntiva II° strato

Tasso sfruttamento $0.91 < 1$



Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta_MRd_X_R01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	45,24	42,4
			2	22,62	7,6
			3	15,71	35

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 755 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 829,7 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 8,678 ‰
d 42,4 cm
x 12,19 x/d 0,2874
 δ 0,7993

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 12-37 – Verifica a flessione Momenti direzione XX – Soletta Carrabile

Sezione pila centrale:

Massimo momento negativo direzione YY: - 255 kNm/m

- Armatura inferiore $\phi 16/18$
- Armatura superiore $\phi 20/18$

Tasso sfruttamento $0.88 < 1$

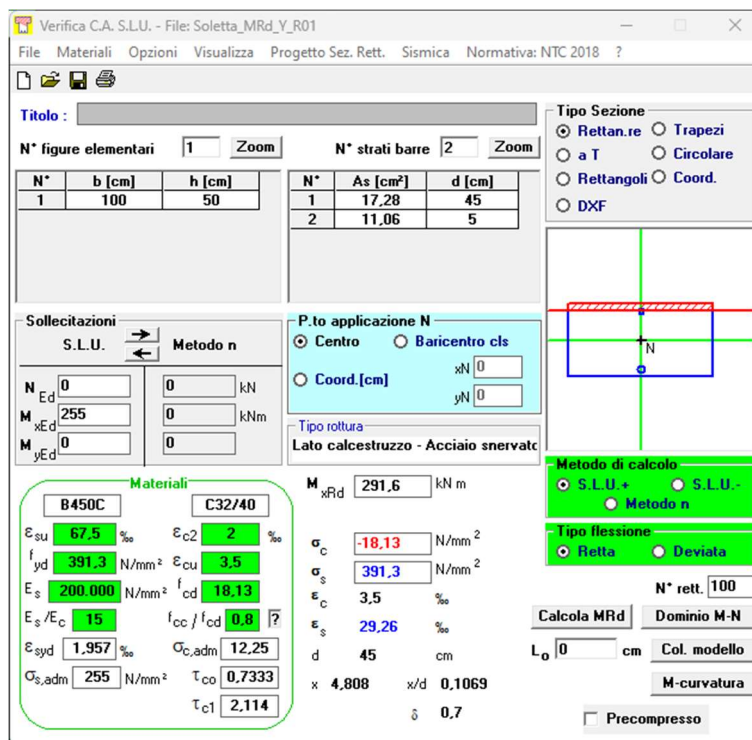


Figura 12-38 – Verifica a flessione Momenti direzione YY – Soletta Carrabile

12.2.2 Verifiche di resistenza a taglio/ punzonamento

Nel seguito si propone la verifica di resistenza a taglio della soletta in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate. Il massimo taglio si ottiene in corrispondenza della pila centrale.

Nello specifico, in corrispondenza dell'appoggio centrale, è prevista un'armatura in direzione x pari a f 24/10, superiori, con aggiuntivi in secondo strato pari a f 20/20, e f 24/20 inferiori.

Sono presenti altresì spilli verticali, di diametro 12 mm, presenti con maglia 20x40 cm.

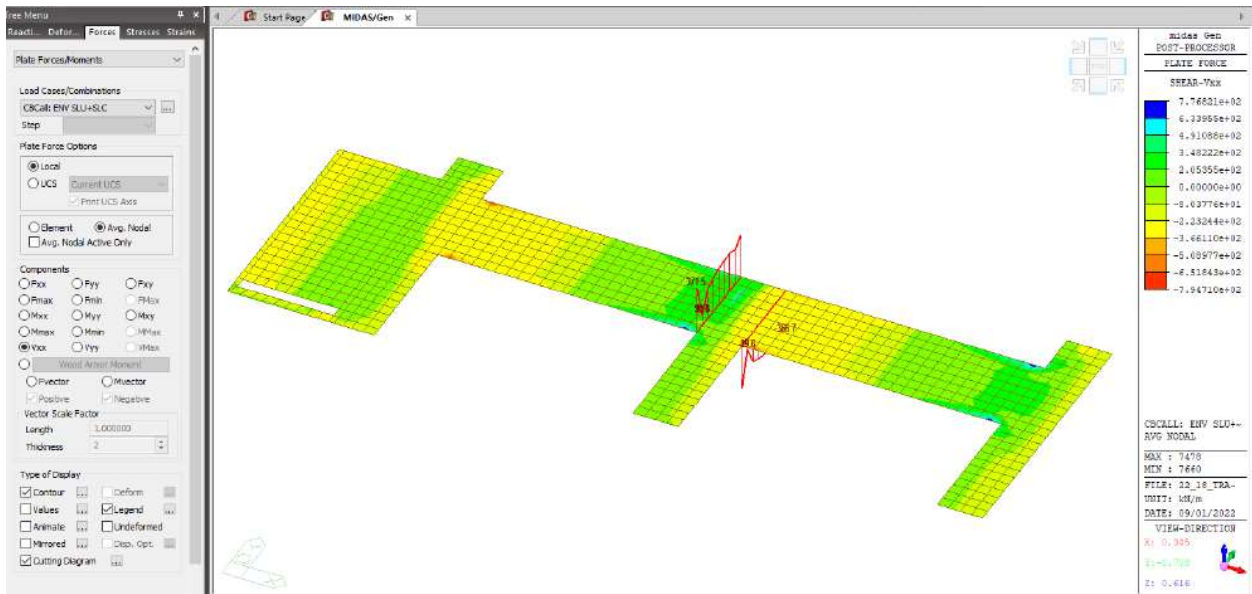


Figura 12-39 – Azioni taglianti– Envelope SLU/SLC

[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.

- Information of Parameters.

Line Name : Taglio Pila Cn
 LCB No. : 3
 Materials : fck = 32000.0000 KPa.
 Thickness : 0.5000 m.
 Bot Covering : 0.0640 m.
 Top Covering : 0.0640 m.
 Effect. Depth : 0.4360 m.

- Information of Checking.

bw = 4.0000 m.
 V_{Ed} = 1246.2309 kN.

Dati utente

Rck	daN/cm2	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
bw	cm	400,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	50,0	Altezza della sezione
d	cm	43,6	Altezza utile della sezione
s	cm	20,0	Passo delle staffe
Asw,eff	cm2	11,304	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
V _{Ed}	daN	124.700	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

Controllo del "taglio compressione"

$v_{Rd,max} = v \times f'_{cd}$	daN/cm2	47,0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposita ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)
$V_{Rcd,max} = v_{Rd,max} \times bw \times d_w$	daN	738.235	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	5,92	la sezione è sufficiente

Calcolo dell'armatura

$\cot(\theta) =$	n.o puro	2,50	confronto con i limiti della formula (4.1.16); cotangente reale
$\theta =$	gradi	21,80	in gradi; angolo reale
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times bw \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	509.128	Resistenza a "taglio compressione"
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	216.963	Resistenza a "taglio trazione"
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	4,08	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,74	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-40 – Verifica a taglio – Soletta Carrabile

12.2.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di flessione in direzione X, per la quale si hanno i massimi coefficienti di sfruttamento.

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per la soletta carrabile, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

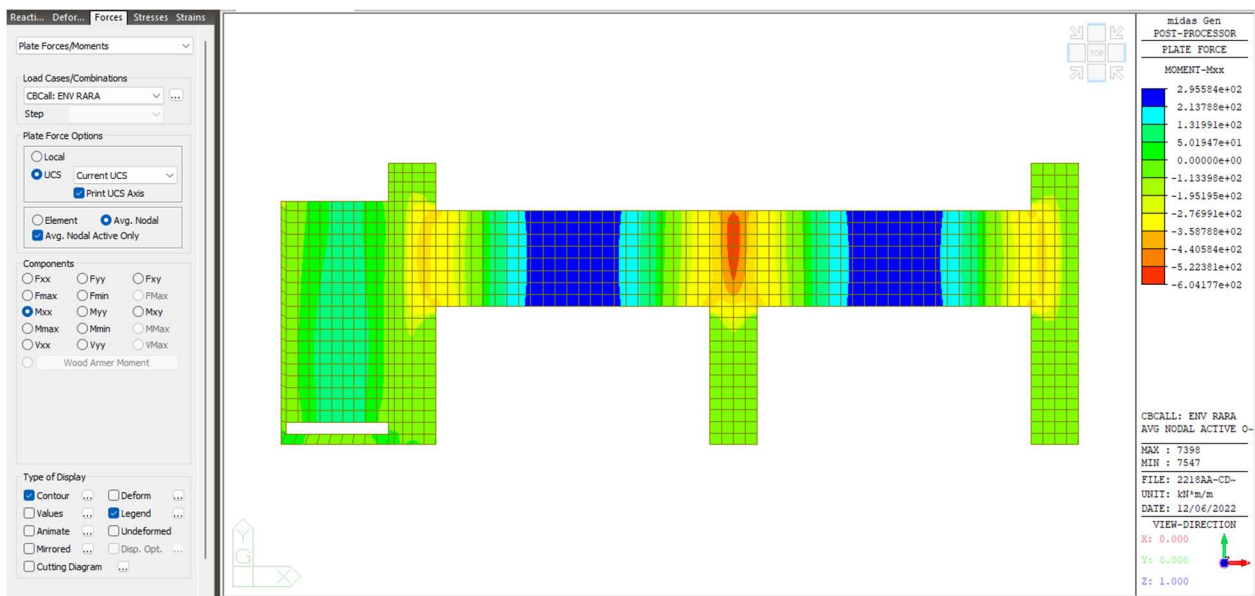


Figura 12-41 – Azioni flettenti Mxx – Envelope RARA

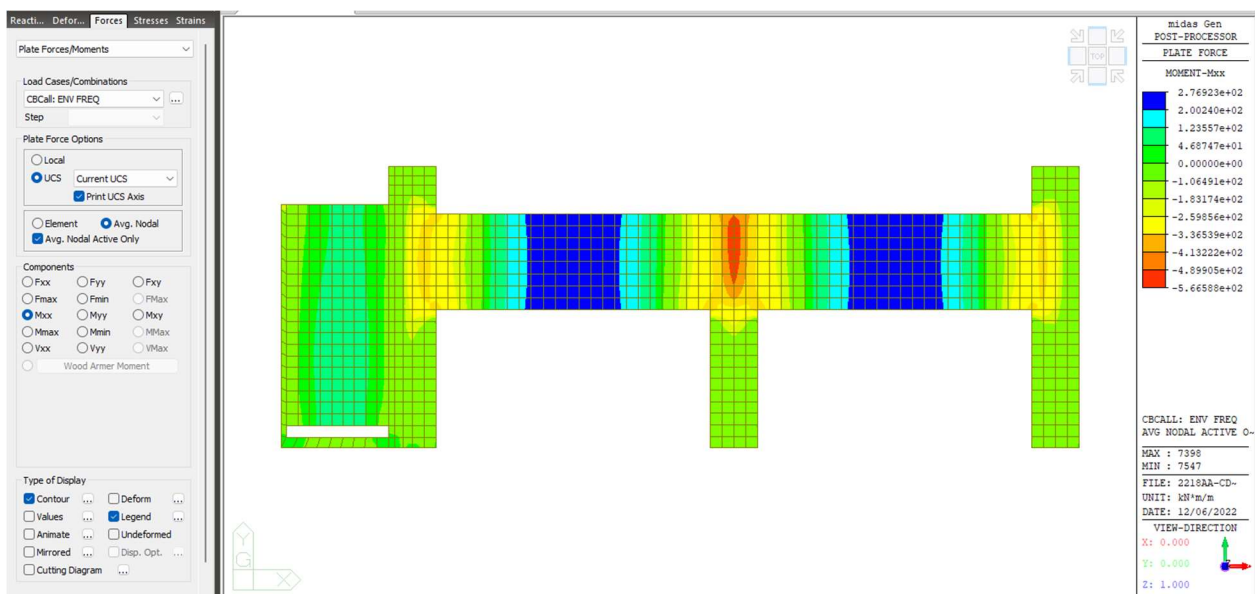


Figura 12-42 – Azioni flettenti Mxx – Envelope FREQUENTE

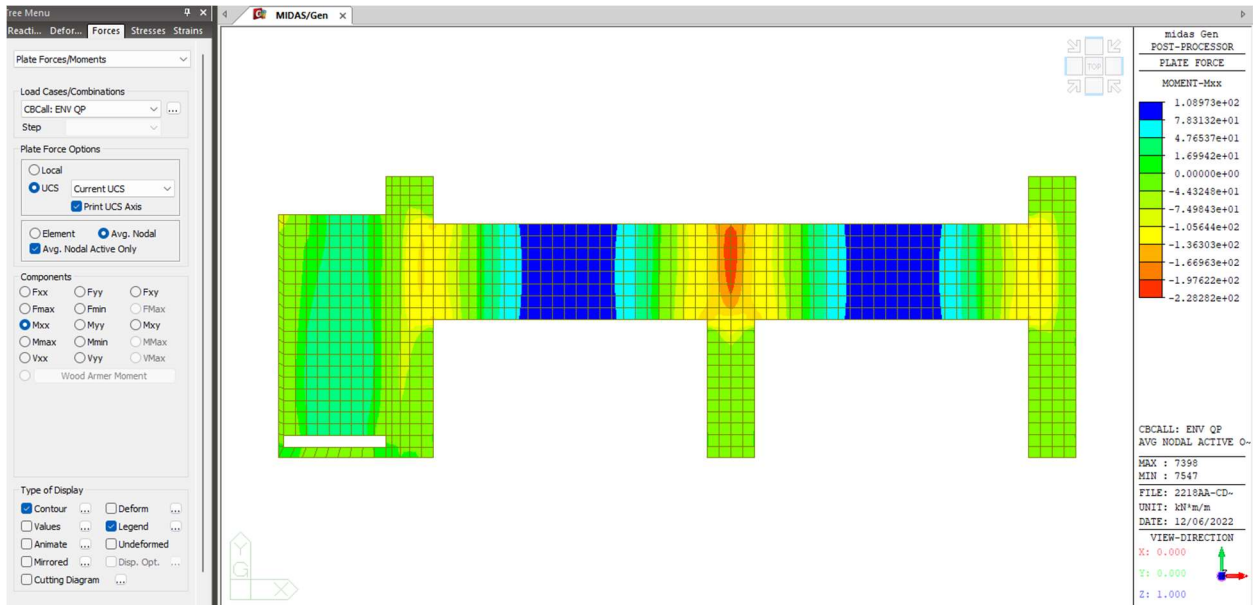


Figura 12-43 – Azioni flettenti Mxx – Envelope QUASI PERMANENTE

La sezione maggiormente sollecitata risulta, per momenti negativi, quella in corrispondenza dell'appoggio della pila centrale, mentre per momenti positivi quella relativa alla campata principale in dx orografica.

12.2.3.1 Campata in destra orografica

Stato limite di limitazione delle tensioni

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

- Elem No. : 7740
- LCB No. : 8
- Materials : fck = 32000.0000 KPa.
- fyk = 450000.0000 KPa.
- Thickness : 0.5000 m.
- Covering : dB = 0.0760 m.
- dT = 0.0760 m.

- Information of Checking.

- gamma_c = 1.500 (for Concrete)
- gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
- fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.
- fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
- b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
- d = 0.4240 m.
- As_use = 0.0045 m²/m. (0.0045 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

- k1 = 0.60000
- k2 = 0.45000
- k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

$M_{Ed} = 309.95 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 11.99553 \text{ (Long Term).}$
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3023.81052 \text{ KPa.}$
 $fr1 = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 3326.19157 \text{ KPa.}$
 $f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, fr1] = 3326.19157 \text{ KPa.}$
 $y_{bar_t} = 0.26568 \text{ m.}$
 $I_{yy} = 0.01178 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $Ss_{con} \text{ (Tens.)} = M_{Ed} * (H - y_{bar_t}) / I_{yy} = 6164.86707 \text{ KPa.}$
 $Ss_{con} \text{ (Tens.)} > f_{ctm,fl} \quad \text{---> Check Cracked Section !!!}$

[Dead Load Cases]

$M_{Ed_D} = 112.05 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 11.99553 \text{ (Long Term).}$
 $X = 0.167 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0051 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $y_{bar_t} = 0.167 \text{ m.}$
 $Ss_{conD} = M_{Ed_D} * y_{bar_t} / I_{cr} = 3648.28179 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlD} = M_{Ed_D} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 67532.62217 \text{ KPa.}$

[Live Load Cases : Characteristic]

$M_{Ed_L} = 195.84 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 5.99776 \text{ (Short Term).}$
 $X = 0.127 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0031 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $y_{bar_t} = 0.127 \text{ m.}$
 $Ss_{conL} = M_{Ed_L} * y_{bar_t} / I_{cr} = 8096.29267 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlL} = M_{Ed_L} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 113913.62272 \text{ KPa.}$

[Etc. Load Cases]

$M_{Ed_E} = 2.06 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 5.99776 \text{ (Short Term).}$
 $X = 0.127 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0031 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $y_{bar_t} = 0.127 \text{ m.}$
 $Ss_{conE} = M_{Ed_E} * y_{bar_t} / I_{cr} = 85.03001 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlE} = M_{Ed_E} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 1196.35947 \text{ KPa.}$

$Ss_{con} = Ss_{conD} + Ss_{conL} + Ss_{conE} = 11829.60447 \text{ KPa.}$

$Ss_{stl} = Ss_{stlD} + Ss_{stlL} + Ss_{stlE} = 182642.60437 \text{ KPa.}$

$Ss_{con} < k1 * f_{ck} = 19200.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !}$

$Ss_{stl} < k3 * f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !}$

Stato limite di fessurazione

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 7740

LCB No. : 12

Materials : $f_{ck} = 32000.0000 \text{ KPa.}$

$f_{yk} = 450000.0000 \text{ KPa.}$

Thickness : 0.5000 m.

Covering : $d_B = 0.0760 \text{ m.}$

$d_T = 0.0760 \text{ m.}$

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333$ KPa.
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.
 $b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).
 $d = 0.4240$ m.
 $A_{s_use} = 0.0045$ m²/m. (0.0045 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) = 40000.00000 KPa.
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{cm}^{2/3} = 3023.81052$ KPa. ($f_{ck} \leq C50/60$)
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ (by 28 days).
 $\sigma_s = 171238.579$ KPa.
 $k_t = 0.6$ (for short term loading).
 $X = 0.16672$ m.
 $h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 * (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.11109$ m.
 $A_{c,eff} = B_c * h_{c,ef} = 0.00011$ m².
 $\rho_p,eff = A_s / A_{c,eff} = 0.0405$
 $E_{cm} = 22 * [f_{cm} / 10]^{0.3} * 1000 = 33345764.463$ KPa. (by Table 3.1)
 $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.99776$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_p,eff * (1 + \alpha_e * \rho_p,eff)) / E_s$
 $= 0.000578$
 $\geq 0.6 * \sigma_s / E_s = 0.000514$

Bond coefficient(k_1) = 0.8000
 Strain distribution coefficient(k_2) = 0.5000
 NAD Value (k_3) = 3.4000
 NAD Value (k_4) = 0.4250
 $c = 0.06350$ m.
 $\phi = 0.02500$ m.
 $S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \phi / \rho_p,eff = 0.32074$ m.

$w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.00019$ m.
 $w_k < 3.000e-04$ m. ---> O.K!

12.2.3.2 Appoggio pila centrale

Stato limite di limitazione delle tensioni

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 7552
 LCB No. : 9
 Materials : $f_{ck} = 32000.0000$ KPa.
 $f_{yk} = 450000.0000$ KPa.
 Thickness : 0.5000 m.
 Covering : dB = 0.0760 m.
 $d_T = 0.0900$ m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333$ KPa.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783 \text{ KPa.}$
 $b = 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).}$
 $d = 0.4100 \text{ m.}$
 $As_{use} = 0.0065 \text{ m}^2/\text{m. (} 0.0065 \text{ m}^2/\text{m.)}$

-. Information of Stress Checking Result.

$k_1 = 0.60000$
 $k_2 = 0.45000$
 $k_3 = 0.80000$

(Assumed Uncracked Section)

$M_{Ed} = 538.37 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 11.99553 \text{ (Long Term).}$
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3023.81052 \text{ KPa.}$
 $f_{r1} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 3326.19157 \text{ KPa.}$
 $f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, f_{r1}] = 3326.19157 \text{ KPa.}$
 $y_{bar_t} = 0.27013 \text{ m.}$
 $I_{yy} = 0.01203 \text{ m}^4/\text{m.}$
 $Ss_{con} \text{ (Tens.)} = M_{Ed} * (H - y_{bar_t}) / I_{yy} = 10289.52441 \text{ KPa.}$
 $Ss_{con} \text{ (Tens.)} > f_{ctm,fl} \quad \text{---> Check Cracked Section !!!}$

[Dead Load Cases]

$M_{Ed_D} = 198.12 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 11.99553 \text{ (Long Term).}$
 $X = 0.187 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0061 \text{ m}^4/\text{m.}$
 $y_{bar_t} = 0.187 \text{ m.}$
 $Ss_{conD} = M_{Ed_D} * y_{bar_t} / I_{cr} = 6092.52026 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlD} = M_{Ed_D} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 87077.57477 \text{ KPa.}$

[Live Load Cases : Characteristic]

$M_{Ed_L} = 334.55 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 5.99776 \text{ (Short Term).}$
 $X = 0.144 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0038 \text{ m}^4/\text{m.}$
 $y_{bar_t} = 0.144 \text{ m.}$
 $Ss_{conL} = M_{Ed_L} * y_{bar_t} / I_{cr} = 12804.72541 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlL} = M_{Ed_L} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 141256.81338 \text{ KPa.}$

[Etc. Load Cases]

$M_{Ed_E} = 5.69 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 5.99776 \text{ (Short Term).}$
 $X = 0.144 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0038 \text{ m}^4/\text{m.}$
 $y_{bar_t} = 0.144 \text{ m.}$
 $Ss_{conE} = M_{Ed_E} * y_{bar_t} / I_{cr} = 217.86394 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlE} = M_{Ed_E} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 2403.39131 \text{ KPa.}$

$Ss_{con} = Ss_{conD} + Ss_{conL} + Ss_{conE} = 19115.10961 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stl} = Ss_{stlD} + Ss_{stlL} + Ss_{stlE} = 230737.77947 \text{ KPa.}$
 $Ss_{con} < k_1 * f_{ck} = 19200.00000 \text{ KPa. ---> O.K !}$
 $Ss_{stl} < k_3 * f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa. ---> O.K !}$

Stato limite di fessurazione

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 7552
LCB No. : 13
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.5000 m.
Covering : dB = 0.0760 m.
dT = 0.0900 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.4100 m.
As_use = 0.0065 m²/m. (0.0065 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

fcm = fck+8(MPa) = 40000.00000 KPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3)= 3023.81052 KPa.(fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 216519.229 KPa.
kt = 0.6 (for short term loading.).
X = 0.18708 m.
hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.10431 m.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 0.00010 m².
Rho_p.eff= As/Ac.eff = 0.0627
Ecm = 22[fcm/10]^{0.3}*1000 =33345764.463 KPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 5.99776
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
= 0.000884
>= 0.6*Sigma_s/Es = 0.000650

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 0.07750 m.
Phi = 0.02500 m.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 0.33123 m.

wk = S_r.max * (Eps_sm-Eps_cm) = 0.00029 m.
wk < 3.000e-04 m. ---> O.K!

12.3 Pile in calcestruzzo armato

Nel seguito si propone la verifica di resistenza delle pile in calcestruzzo armato, dedotte le azioni dal modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

Tali elementi strutturali vengono analizzati come “non dissipativi, ovvero, per le sole combinazioni di carico di natura sismica, la capacità delle suddette membrature viene calcolata nell’ipotesi che i materiali resistenti permangano in campo elastico o sostanzialmente elastico. Per le altre combinazioni di carico, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Si ritiene significativo per ciascuna pila evidenziare la verifica di resistenza a taglio biassiale e la verifica a presso/tenso-flessione fuori piano, quest’ultima effettuata con valutazioni sulle tensioni membranali, derivanti da un quadro di sollecitazioni assiali e flessionali biassiali.

Nel seguito le verifiche sugli elementi più sollecitati.

12.3.1 Verifiche di resistenza presso/tenso flessionale

Si riportano le sollecitazioni membranali e flessionali fuori piano generalizzate al metro lineare, affiancate alle tensioni membranali massime.

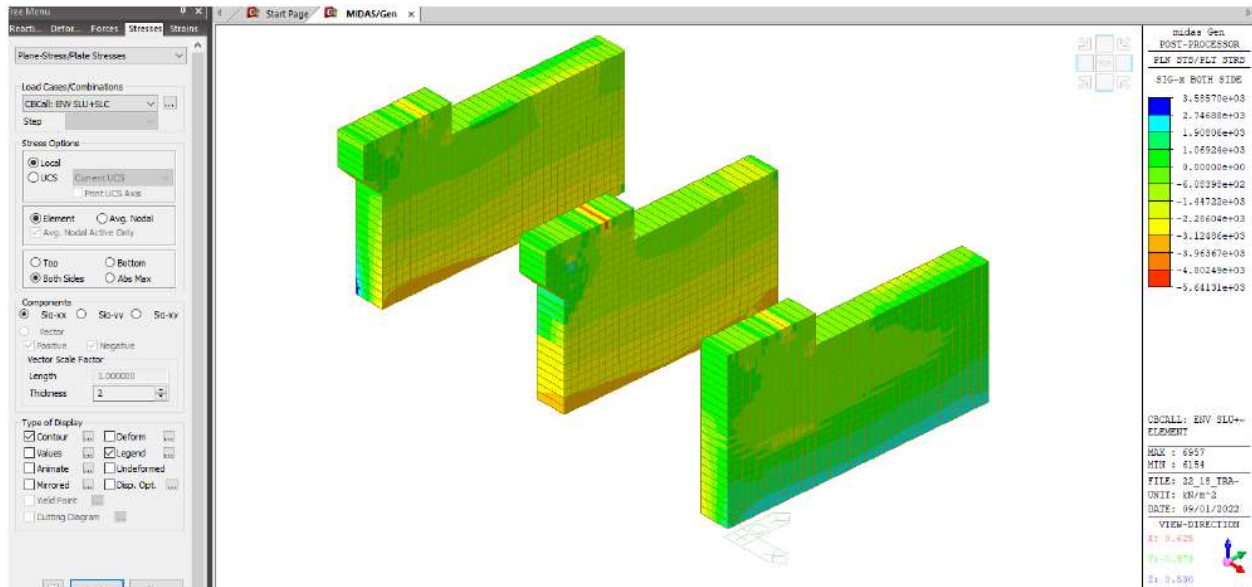


Figura 12-44 – Sforzi membranali verticali - ENV SLU/SLC

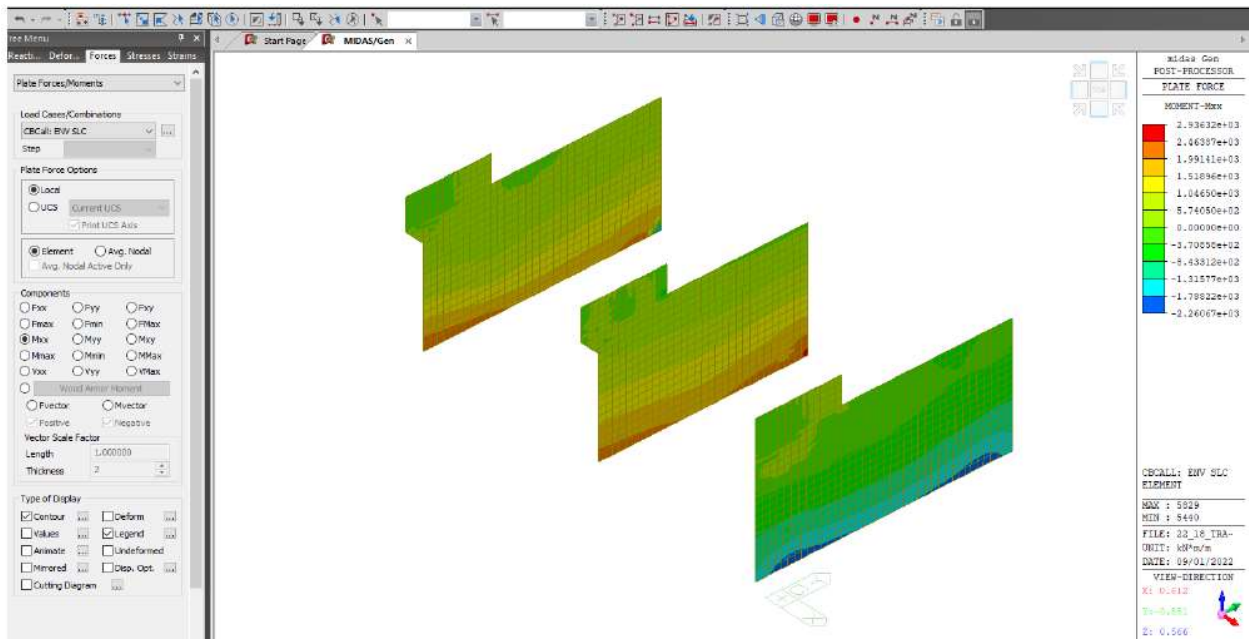


Figura 12-45 – Azioni generalizzate flessionali - ENV SLC

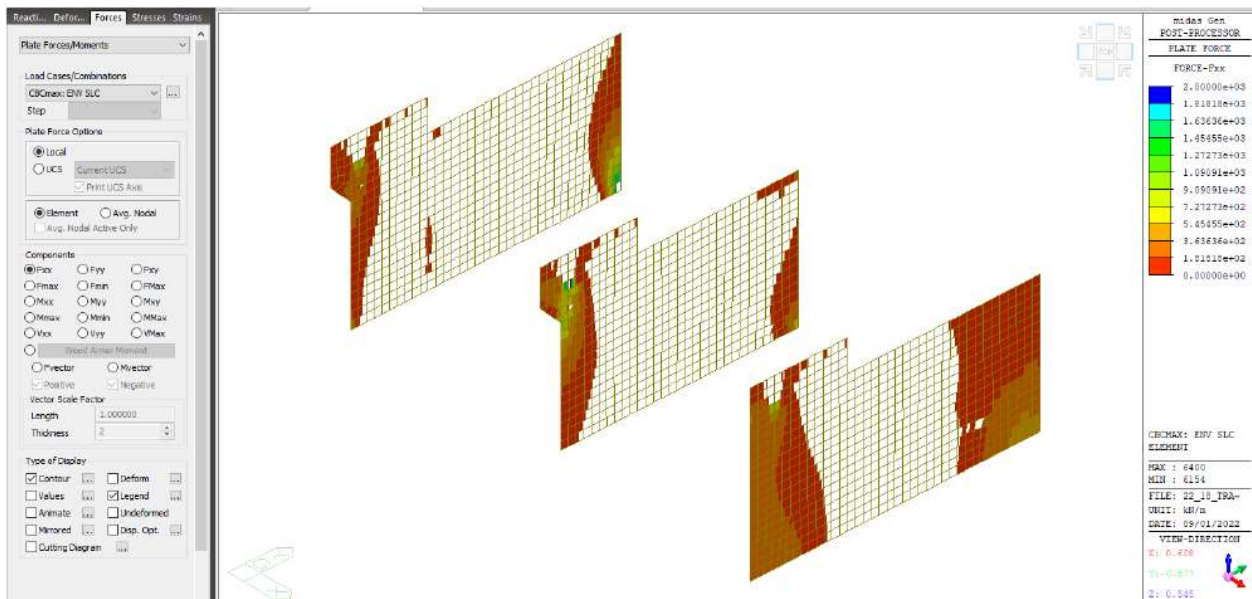


Figura 12-46 – Azioni generalizzate assiali – massime trazioni - ENV SLC

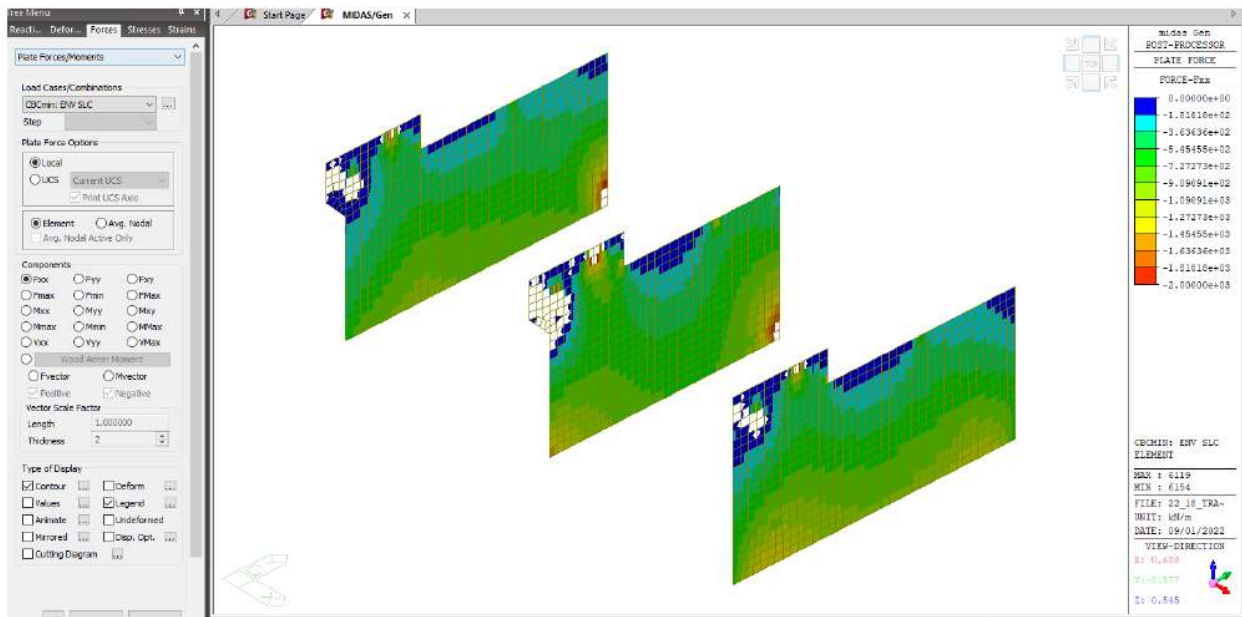


Figura 12-47 – Azioni generalizzate assiali – massime compressioni - ENV SLC

La pila centrale risulta quella maggiormente sollecitata con tasso di sfruttamento prossimo a 0.86.

Per le armature resistenti si considera l'armatura diffusa verticale f24/10 su ambo i lati e la doppia fila centrale di f24/40.

Name	Load	Fx (kN)	Mz (kN*m)
Pila Centrale M	SLC-31	112,76	-2942,54

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pila-MRd Elastico_R01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	45,24	8
			2	11,31	69
			3	11,31	130
			4	45,24	192

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N Ed -113 0 kN
 M xEd 2950 0 kNm
 M yEd 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 1,957 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 2,001 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
 τ_{c1} 2,114 ‰

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 359
 Precompresso

M_{xRd} 3,438 kN m
 M_{yRd} 19,57 kN m
 σ_c -8,127 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 0,5144 ‰
 ε_s 1,957 ‰
 d 192,8 cm
 x 40,14 x/d 0,2081
 δ 0,7002

Figura 12-48 – Verifica a tenso flessione – Pila centrale

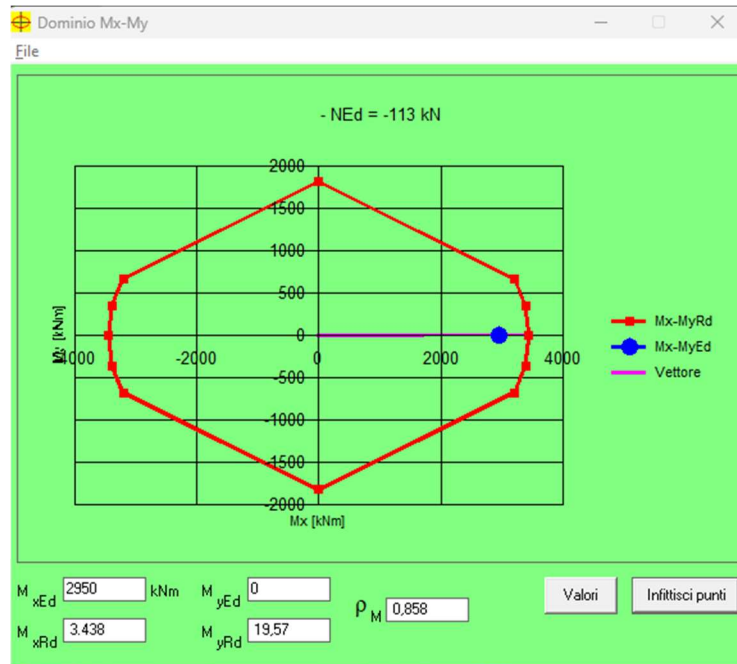


Figura 12-49 – Verifica a tenso flessione – Pila centrale (Dominio M/M)

12.3.2 Verifiche a taglio

Per la verifica a taglio biassiale si propone di valutare in maniera distinta il contributo resistente del puntone compresso di calcestruzzo e del tirante teso offerto dalle armature.

In particolare, il taglio in direzione fuori piano viene assorbito dalle staffe di diametro 16 mm poste a maglia 40x40 cm con un unico spillo che collega l'armatura di parete corticale e uno spillo centrale di diametro 12mm posto a maglia 40x40cm che collega l'armatura di parete interna.

il taglio nel piano coinvolge le armature di parete di diametro 20 mm poste a passo 20 cm.

Il massimo taglio in direzione trasversale risulta pari a 750 kN/m mentre quello nel piano pari a 1050 kN/m.

Il contributo resistente delle staffature nel piano e fuori piano risulta il seguente, noti i dettagli di armatura di cui sopra:

Fuori piano:

$$VRds (\phi 16 \text{ } 40 \times 40 \text{ cm}) = 850 \text{ kN/m} > 750 \text{ kN/m} \rightarrow \text{verificato}$$

Dati utente				
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	200,0	Altezza della sezione	
d	cm	192,0	Altezza utile della sezione	
s	cm	40,0	Passo delle staffe	
A_{sw,eff}	cm ²	5,024	Area totale dei bracci di una staffatura a passo <i>s</i> effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
V_{Ed}	daN	75.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
c = h - d	cm	8,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
d_w = 0,9xd	cm	172,8	Braccio della coppia interna (approssimato)	
v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w x d_w)	daN/cm ²	4,3	è la "tau" di progetto (ultima)	
Calcolo dell'armatura				
θ =	gradi	45,00	in gradi; angolo reale	
V_{Rsd} = A_{sw}x d_wx f_{yd} / (s x tan(θ))	daN	84.927	Resistenza a "taglio trazione"	
r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}	n.o puro	1,13	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-50 - Contributo taglio-trazione VR_ds - staffature fuori piano

Nel piano:

VR_ds (φ 20/20) = 1100 kN/m > 1000 kN/m → verificato

Dati utente				
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	200,0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	100,0	Altezza della sezione	
d	cm	100,0	Altezza utile della sezione	
s	cm	20,0	Passo delle staffe	
A_{sw,eff}	cm ²	6,280	Area totale dei bracci di una staffatura a passo <i>s</i> effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
V_{Ed}	daN	100.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
c = h - d	cm	0,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
d_w = 0,9xd	cm	90,0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w x d_w)	daN/cm ²	5,6	è la "tau" di progetto (ultima)	
Calcolo dell'armatura				
θ =	gradi	45,00	in gradi; angolo reale	
V_{Rsd} = A_{sw}x d_wx f_{yd} / (s x tan(θ))	daN	110.583	Resistenza a "taglio trazione"	
r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}	n.o puro	1,11	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-51 - Contributo taglio-trazione VR_ds - staffature nel piano

Con approccio cautelativo, si ipotizza la contemporaneità nella stessa sezione dei massimi tagli di cui sopra nelle due direzioni ortogonali, combinati attraverso la radice quadrata della somma dei quadrati degli stessi. Tale taglio risultante si confronta con la resistenza a taglio del puntone compresso.

$$V_{Ed} = \text{radq}(750^2 + 1000^2) = 1250 \text{ kN/m}$$

$$VR_{dc} \text{ min} = 8460 \text{ kN/m} > 1250 \text{ kN/m} \rightarrow \text{verificato}$$

Dati utente				
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	200,0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	100,0	Altezza della sezione	
d	cm	100,0	Altezza utile della sezione	
V_{Ed}	daN	125.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
c = h - d	cm	0,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
d_w = 0,9xd	cm	90,0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w x d_w)	daN/cm ²	6,9	è la "tau" di progetto (ultima)	
f_{ck} = 0,83 x R_{ck}	daN/cm ²	332	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	
f_{cd} = α_{cc} x f_{ck} / γ_c	daN/cm ²	188	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	
f_{'cd} = η₁ x f_{cd}	daN/cm ²	94	Resistenza di calcolo a compressione ridotta per le verifiche di taglio	
θ =	gradi	45,00	in gradi; angolo reale	
V_{Rcd} = f_{'cd}x b_wx d_w / (cot(θ)+tan(θ))	daN	846.600	Resistenza a "taglio compressione"	
r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}	n.o puro	6,77	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"

Figura 12-52 - Contributo Taglio Compressione VR_dc

12.3.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di flessione in direzione X, per la quale si hanno i massimi coefficienti di sfruttamento.

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per le pile, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

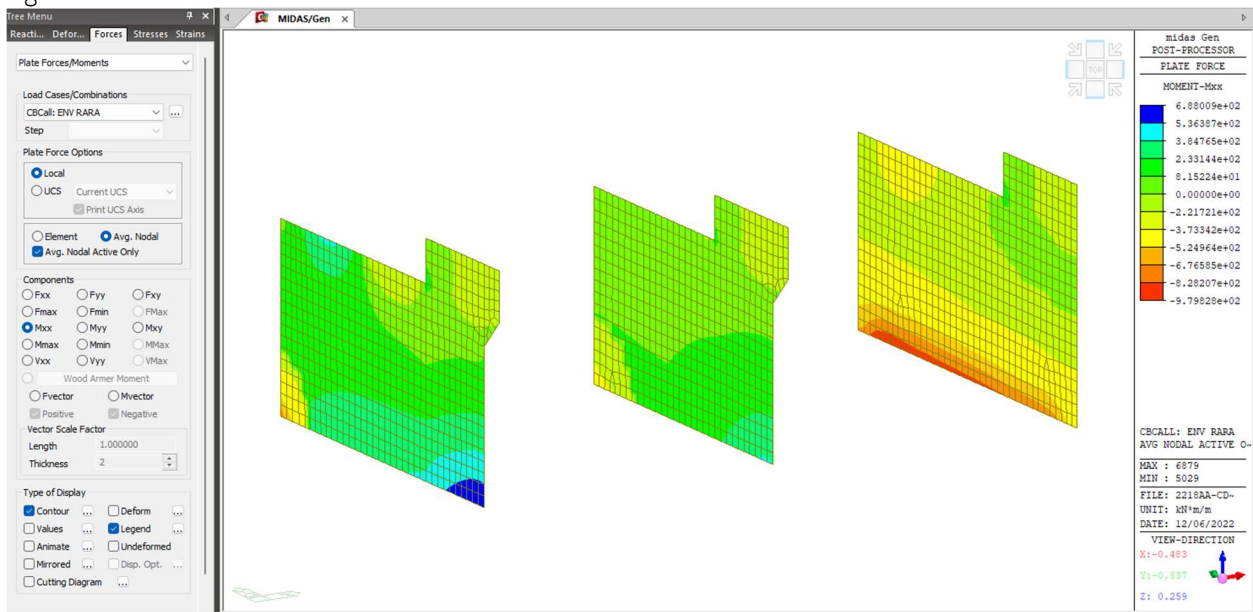


Figura 12-53 – Azioni flettenti Mxx – Envelope RARA

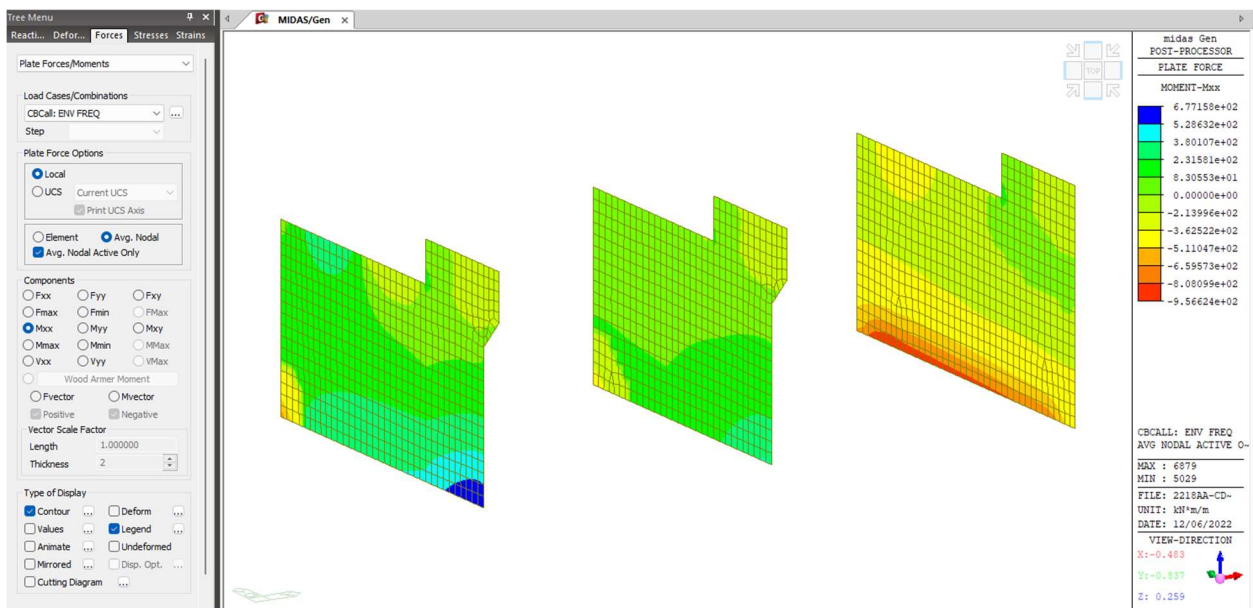


Figura 12-54 – Azioni flettenti Mxx – Envelope FREQUENTE

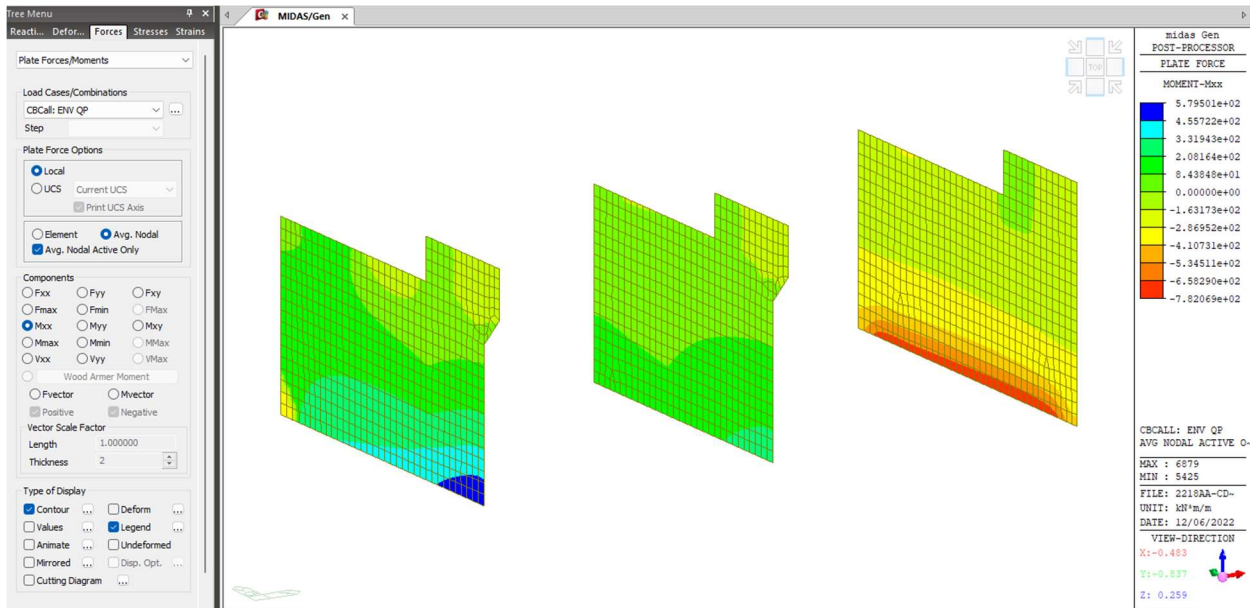


Figura 12-55 – Azioni flettenti Mxx – Envelope QUASI PERMANENTE

All'azione flettente Mxx, viene associata la relativa azione assiale Fxx da implementare nella verifica a presso/tenso flessione.

Nel seguito le sollecitazioni considerate:

Combinazione rara: $M_{xx} = 890 \text{ kNm/m}$
 $F_{xx} = 620 \text{ kN/m}$ (compressione)

Combinazione frequente: $M_{xx} = 840 \text{ kNm/m}$
 $F_{xx} = 580 \text{ kN/m}$ (compressione)

Combinazione q.permanente: $M_{xx} = 690 \text{ kNm/m}$
 $F_{xx} = 485 \text{ kN/m}$ (compressione)

Le azioni membranali Fxx risultano sempre di compressione nelle pile, per le combinazioni di carico allo stato limite d'esercizio. Si registrano stati di trazione locali nell'intorno dei perni delle paratoie, che inducono sforzi nell'acciaio confrontabili con quelli ottenuti per le combinazioni sopra riportate.

Stato limite di limitazione delle tensioni

- *.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 431) : C1-Pila
- Section Type : Rectangular with Ties (RT)
- Section Depth (Hc) = 2.000 m.
- Section Width (Bc) = 1.000 m.
- Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.080 m.
- Concrete Strength (fck) = 32000.000 KPa.
- Modulus of Elasticity (Ec) = 33345764.463 KPa.
- Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
- Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
- Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 20 - 10 - P25 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.420	-0.920	1-P25	0.00049
2	-0.420	-0.716	1-P25	0.00049
3	-0.420	-0.511	1-P25	0.00049
4	-0.420	-0.307	1-P25	0.00049
5	-0.420	-0.102	1-P25	0.00049
6	-0.420	0.102	1-P25	0.00049
7	-0.420	0.307	1-P25	0.00049
8	-0.420	0.511	1-P25	0.00049
9	-0.420	0.716	1-P25	0.00049
10	-0.420	0.920	1-P25	0.00049
11	0.420	0.920	1-P25	0.00049
12	0.420	0.716	1-P25	0.00049
13	0.420	0.511	1-P25	0.00049
14	0.420	0.307	1-P25	0.00049
15	0.420	0.102	1-P25	0.00049
16	0.420	-0.102	1-P25	0.00049
17	0.420	-0.307	1-P25	0.00049
18	0.420	-0.511	1-P25	0.00049
19	0.420	-0.716	1-P25	0.00049
20	0.420	-0.920	1-P25	0.00049

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

- 2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)
4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
=====

(). Calculate stress of Concrete.

- . LCB = 2 (Characteristic)
- . k1 = 0.60000
- . k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- . Pu = 619.58 kN.
- . M_{uy} = 890.00 kN-m.
- . M_{uz} = 0.11 kN-m.
- . f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^(2/3) = 3023.81052 KPa.
- . fr1 = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = -1209.52421 KPa.
- . fr = -MAX[f_{ctm}, fr1] = -3023.81052 KPa.
- . Area = 2.10795 m².

- . y_bar = 0.50000 m.
 -. y' = 0.00000 m.
 -. y = 1.00000 m.
 -. z_bar = 1.00000 m.
 -. z' = 0.00000 m.
 -. z = 2.00000 m.
 -. lyy = 0.70389 m⁴.
 -. lzz = 0.18571 m⁴.

- . Ss_con (Tens.) = Pu/Area + Muy*(z'-z_bar)/lyy + Muz*(y'-y_bar)/lzz = -970.78017 KPa.
 -. Ss_con (Tens.) > fr ---> UnCracked Section !

- . Ss_con (Comp.) = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/lyy + Muz*(y-y_bar)/lzz = 1558.63126 KPa.
 -. Ss_con (Comp.) < k1*fck = 19200.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Reinforcement.

- . LCB = 2
 -. k1 = 0.60000
 -. k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- . Pu = 619.58 kN.
 -. Muy = 890.00 kN-m.
 -. Muz = 0.11 kN-m.
 -. n = 11.99553(Long Term).
 -. Area = 2.10795 m².
 -. y_bar = 0.50000 m.
 -. z_bar = 1.00000 m.
 -. lyy = 0.70389 m⁴.
 -. lzz = 0.18571 m⁴.
 -. Ss_stl = n * (Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/lyy + Muz*(y-y_bar)/lzz) = 10431.06270 KPa.
 Ss_stl < k3*fyk = 360000.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

- . LCB = 3 (Quasi-permanent)
 -. k2 = 0.45000

(Assumed Uncracked Section)

- . Pu = 484.67 kN.
 -. Muy = 690.00 kN-m.
 -. Muz = 0.09 kN-m.
 -. Area = 2.10795 m².
 -. y_bar = 0.50000 m.
 -. z_bar = 1.00000 m.
 -. lyy = 0.70389 m⁴.
 -. lzz = 0.18571 m⁴.
 -. Ss_con (Comp.) = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/lyy + Muz*(y-y_bar)/lzz = 1210.42993 KPa.
 Ss_con (Comp.) < k2*fck = 14400.00000 KPa. ---> O.K! and Linear Creep

Stato limite di fessurazione

=====
 [[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MAJOR AXIS.
 =====

(). Calculate crack width.

[EN 1992-1-1:2004 Clause 7.3.4 , Appendix B.]

(LCB = 3, POS = 1/2)

- Pu = 484.67 kN.

- Muy = 690.00 kN-m.

- fcm = fck+8(MPa) = 40000.00000 KPa.

- fctm = 0.30*fck^(2/3)= 3023.81052 KPa.(fck<=C50/60)

- fct.eff = fctm (by 28 days).

- n = 11.99553

- Sigma_s = 60803.782 KPa.

- kt = 0.4 (for long term loading.).

- X = 0.59289 m.

- hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.20000 m.

- Ac.eff = Bc*hc,ef = 0.20000 m².

- Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0049

- Ecm = 22[fcm/10]^{0.3}*1000 = 33345764.463 KPa. (by Table 3.1)

- Alpha_e = Es/Ecm = 5.99776

- (Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
= -0.000964

< 0.6*Sigma_s/Es = 0.000182

- (Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000182

- Bond coefficient(k1) = 0.8000

- Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000

- NAD Value (k3) = 3.4000

- NAD Value (k4) = 0.4250

- c = 0.06750 m.

- Phi = 0.02500 m.

- S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 1.09531 m.

- wk = S_r.max * (Eps_sm-Eps_cm) = 0.00020 m.

wk < 2.000e-04 m. ---> O.K!

12.4 Muro controterra in dx orografica

Con approccio simile a quanto effettuato per le pile in calcestruzzo, si propone nel seguito la verifica a presso/tenso flessione fuoripiano del muro controterra e la verifica a taglio biassiale.

Nel seguito le verifiche sugli elementi più sollecitati.

12.4.1 Verifiche di resistenza presso/tenso flessionale-sezione 80cm

Si riportano le sollecitazioni membranali e flessionali fuori piano generalizzate al metro lineare per la sezione al piede di 80 cm.

Il fronte controterra presenta armature verticali diffuse f20/10, alternate con f20/20, e orizzontali f16/10; le rimanenti sezioni sono armate con armature verticali diffuse f20/10 e orizzontali f16/10.

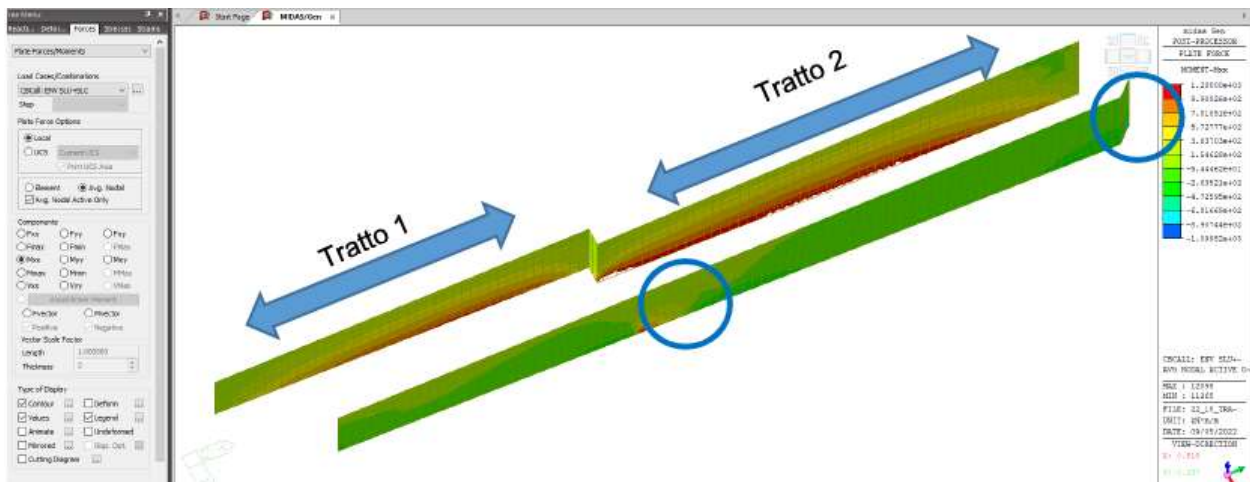


Figura 12-56 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 80 cm – ENV SLC + SLU

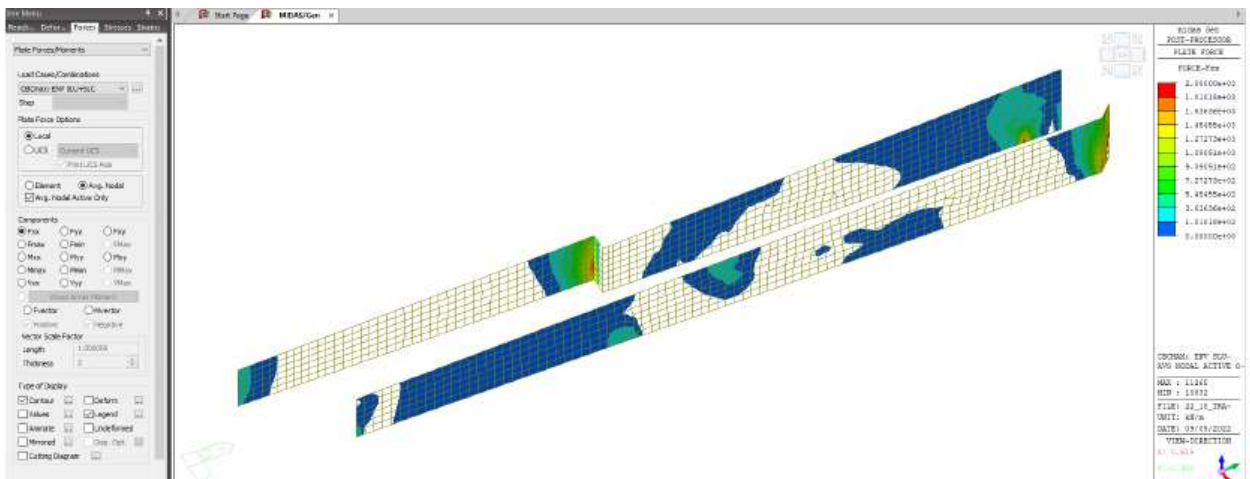


Figura 12-57 – Azioni generalizzate assiali – massime trazioni – ENV SLC + SLU

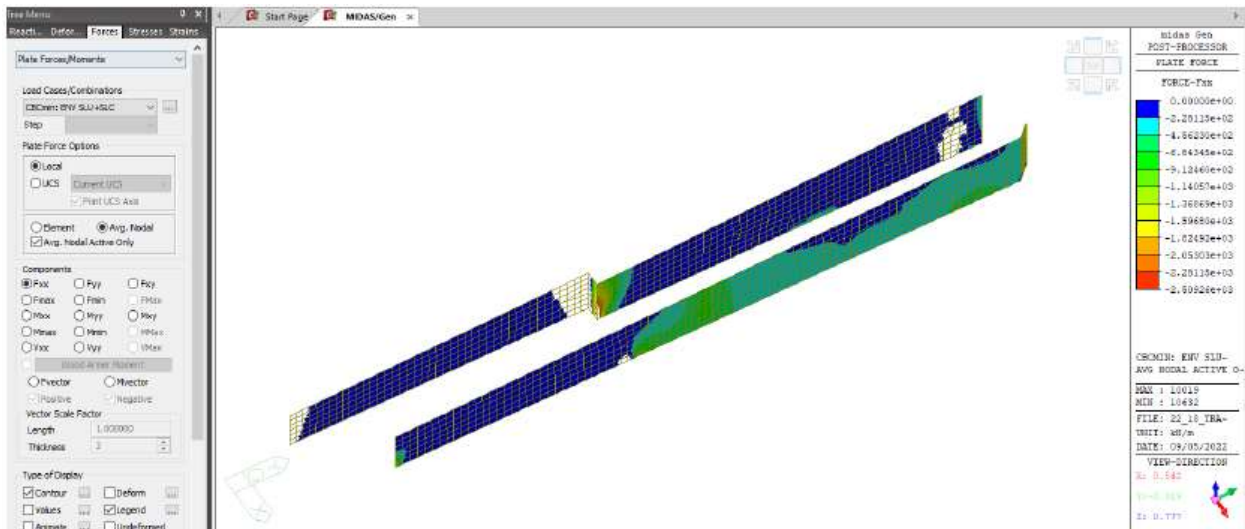


Figura 12-58 – Azioni generalizzate assiali – massime compressioni – ENV SLC + SLU

Le sezioni maggiormente sollecitate risultano le seguenti:

Sezione Lato fiume tipologica:
 tasso sfruttamento 0.39

	Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Mxx (kN*m/m)
	9408	SLC-34	Cent	-751,993	800,131

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro-Sez80_R01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31,42	75
			2	31,42	5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -110 0 kN
 M_{xEd} 320 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 813,6 kN m

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	1,958 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	2,01 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

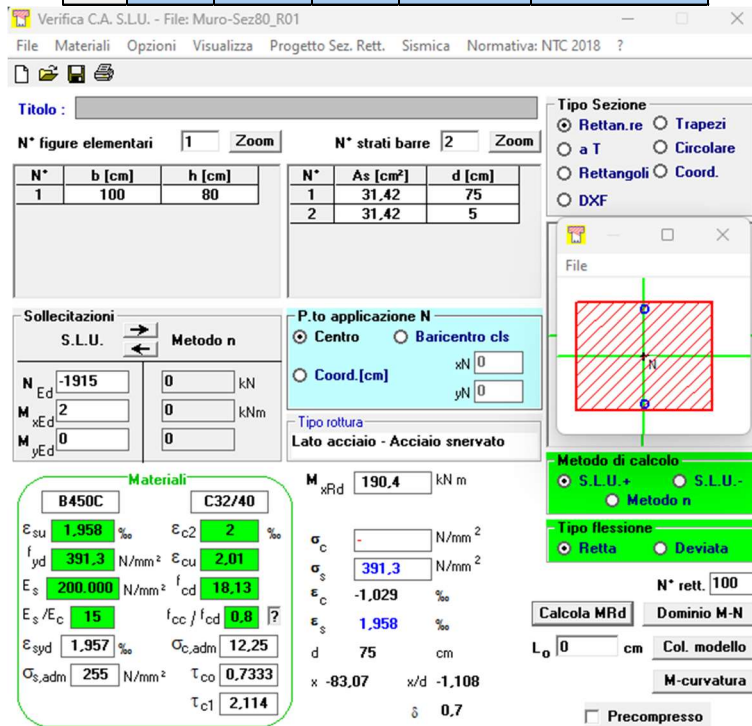
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Figura 12-59 – Verifica a tenso flessione – Sezione 80 cm Lato Fiume Tipologica

Sezione Lato fiume più sollecitata (cerchiata in blu):
tasso sfruttamento 0.79

	Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Mxx (kN*m/m)
	11266	SLC-73	Cent	1915,268	1,165



The screenshot shows a software interface for structural verification. At the top, there is a title bar and a menu bar. Below the menu bar, there are several panels and input fields:

- Titolo:** A text input field.
- N° figure elementari:** 1, with a Zoom button.
- N° strati barre:** 2, with a Zoom button.
- Table 1:**

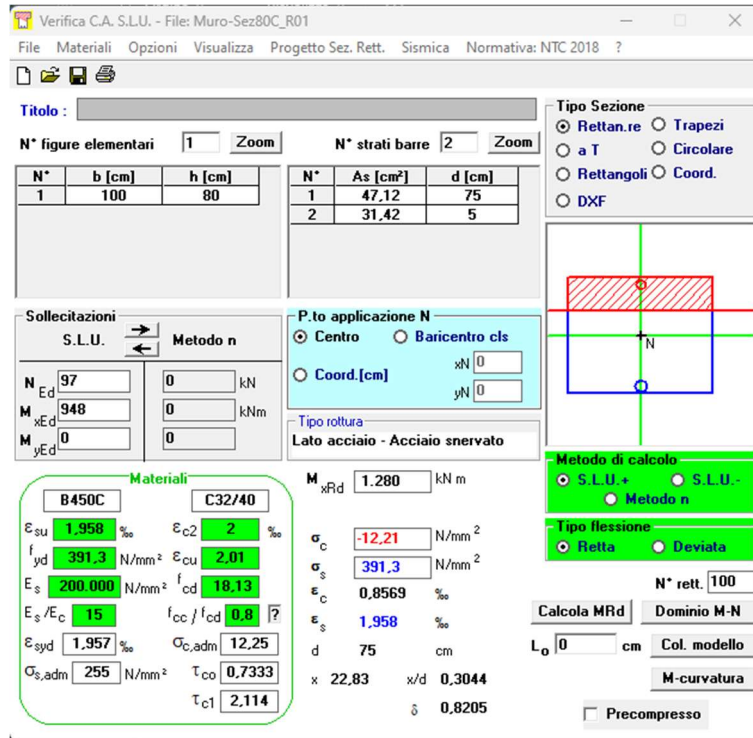
N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	75
2	31,42	5
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. Input fields for N_{Ed} (-1915), M_{xEd} (2), M_{yEd} (0), and their corresponding design values (0, 0, 0).
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm] (xN: 0, yN: 0).
- Tipo rottura:** Lato acciaio - Acciaio snervato.
- Materiali:** B450C and C32/40. Properties for concrete (E_{su}, f_{yd}, E_s, E_s/E_c, ε_{syd}, σ_{s,adm}) and steel (E_{c2}, ε_{cu}, f_{cd}, f_{cc}/f_{cd}, σ_{c,adm}, τ_{co}, τ_{c1}) are listed.
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + (selected), S.L.U. -, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata.
- Input fields:** N° rett. (100), Calcola MRd, Dominio M-N, L_o (0) cm, Col. modello, M-curvatura, Precompresso (checkbox).
- Results:** M_{xRd} (190,4) kN m, σ_c (391,3) N/mm², ε_c (-1,029) ‰, ε_s (1,958) ‰, d (75) cm, x (-83,07), x/d (-1,108), δ (0,7).

Figura 12-60 – Verifica a tenso flessione – Sezione 80 cm Lato Fiume Zona in blu cerchiata

Sezione Lato Controterra tratto 1:
tasso sfruttamento 0.74

	Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Mxx (kN*m/m)
	10067	SLC-02	Cent	-96,893	948,172



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro-Sez80C_R01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	47.12	75
			2	31.42	5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 97 0 kN
M_{xEd} 948 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 1.958 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2.01 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1.280 kNm
σ_c -12.21 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 0.8569 ‰
ε_s 1.958 ‰
d 75 cm
x 22.83 x/d 0.3044
δ 0.8205

Figura 12-61 –Verifica a tenso flessione – Sezione 80 cm Lato Controterra Tratto 1

Sezione Lato controterra tratto 2:
 tasso sfruttamento 0.84

	Elem	Load	Node	Fxx (kN/m)	Mxx (kN*m/m)
	12554	SLC-50	Cent	1274,48	713,888

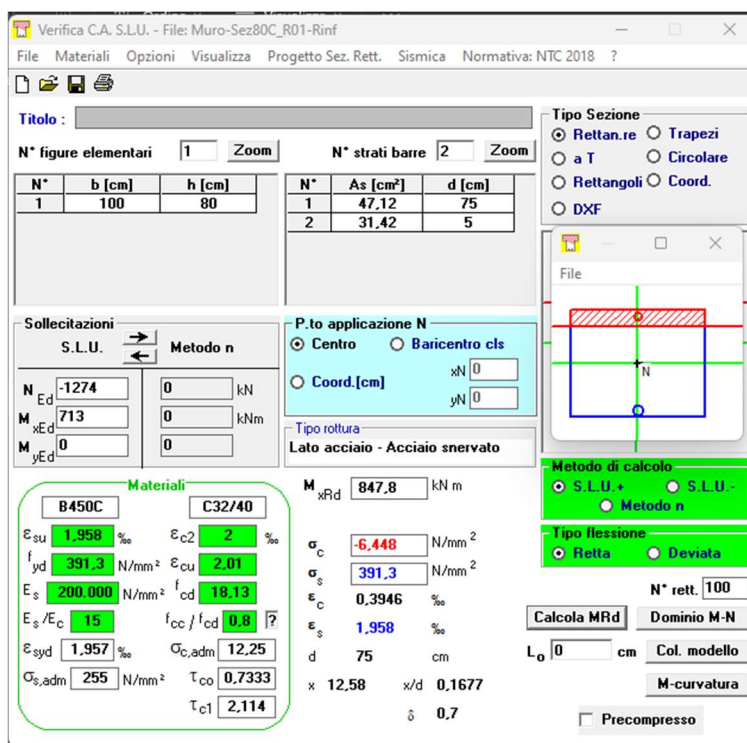


Figura 12-62 –Verifica a tenso flessione – Sezione 80 cm Lato Controterra – Tratto 2

12.4.2 Verifiche a taglio – sezione 80 cm

Per la verifica a taglio biassiale si propone di valutare in maniera distinta il contributo resistente del puntone compresso di calcestruzzo e del tirante teso offerto dalle armature.

In particolare, il taglio nel piano coinvolge le armature di parete di diametro 16 mm poste a passo 10 cm. Per il taglio fuoripiano sono previsti spilli di diametro 16mm disposti secondo gli schemi riportati negli elaborati grafici.

Per il muro di spessore pari a 80 cm lato fiume, il massimo taglio ritenuto significativo in direzione trasversale risulta pari a 200 kN/m, mentre quello nel piano pari a 450 kN/m.

Localmente, in corrispondenza delle zone segnalate in figura come “tratto 1”, si evidenzia un taglio massimo fuori piano di 660 kN/m e nel piano di 750 kN/m.

Per il muro di spessore pari a 80 cm controterra, invece, il massimo taglio ritenuto significativo in direzione trasversale risulta pari a 430 kN/m, mentre quello nel piano pari a 250 kN/m.

Localmente, in corrispondenza delle zone segnalate in figura come "tratto 2", si evidenzia un taglio massimo fuori piano di 1200 kN/m e nel piano di 1000 kN/m.

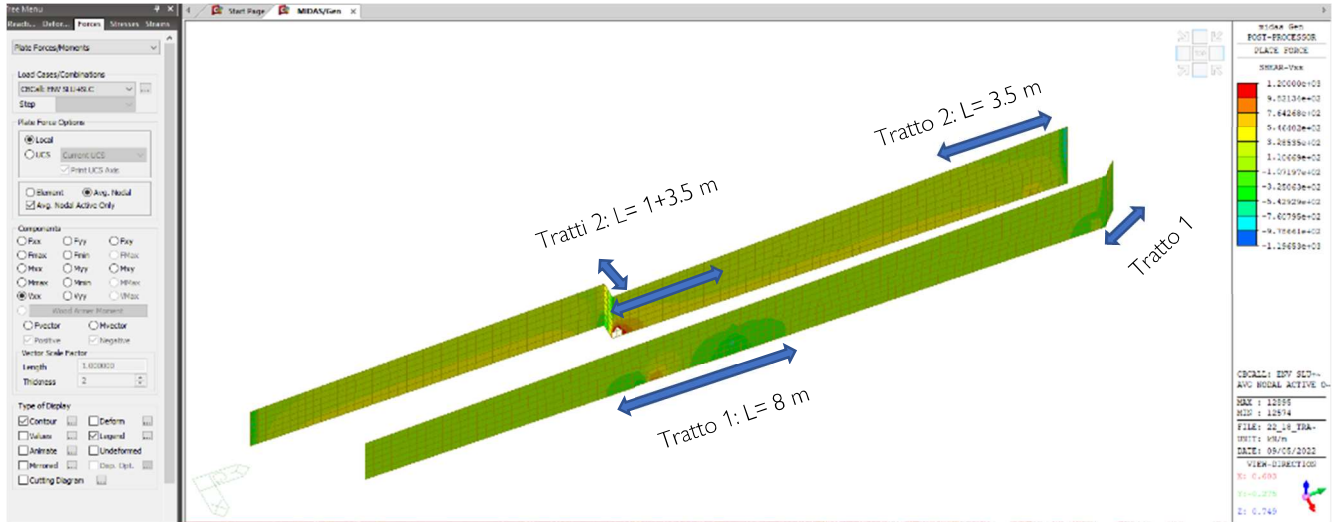


Figura 12-63 – Azioni generalizzate taglianti fuori piano– ENV SLC+SLU

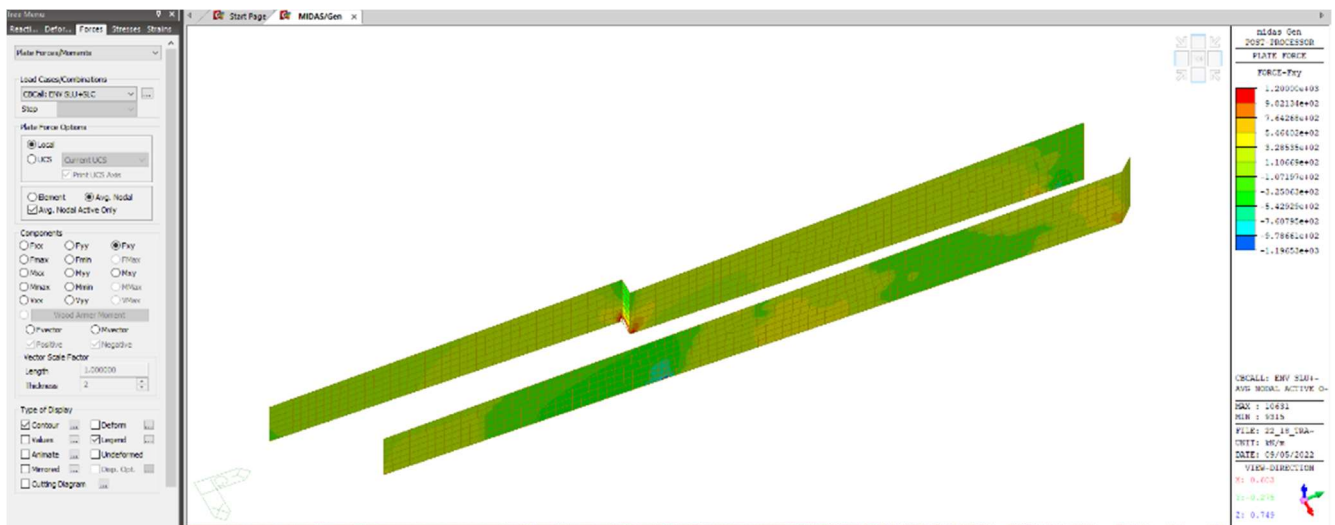


Figura 12-64 – Azioni generalizzate taglianti nel piano– ENV SLC+SLU

Nel seguito si propone la verifica a taglio delle sezioni sopra indicate, valutando il contributo della resistenza a "taglio-trazione" offerto dalle staffature/spilli.

Sezione lato fiume

Staffature per azioni taglianti nel piano Staffe f16/10

Staffature per azioni taglianti fuori piano

Sezione tipologica Spilli f16 40x40

Sezione "tratto1" Spilli f16 20x40

Sezione lato controterra

Staffature per azioni taglianti nel piano Staffe fi 16/10

Staffature per azioni taglianti fuori piano

Sezione tipologica Spilli f16 20x40

Sezione "tratto1" Spilli f16 20x20

Note le armature presenti dedicate al taglio, si evince che per tutte le sezioni le staffature dedicate all'assorbimento del taglio nel piano sono pari alle armature orizzontali f16/10, quindi si confronta la resistenza a "taglio/trazione" con il taglio massimo nel piano, tipico della sezione contro terra del tratto 2:

Nel piano:

$VRds (\phi 16/10) = 1400 \text{ kN/m} > 1000 \text{ kN/m} \rightarrow \text{verificato}$

Dati utente				
Rck	daN/cm2	400		Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b _w	cm	80,0		Larghezza di taglio della sezione
h	cm	100,0		Altezza della sezione
d	cm	100,0		Altezza utile della sezione
s	cm	10,0		Passo delle staffe
A _{sw,eff}	cm2	4,019		Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
V _{Ed}	daN	100.000		Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati				
c = h - d	cm	0,0		Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
dw = 0.9xd	cm	90,0		Braccio della coppia interna (approssimato)
v _{Ed} = V _{Ed} / (b _w x dw)	daN/cm2	13,9		è la "tau" di progetto (ultima)
Calcolo dell'armatura				
θ =	gradi	45,00		in gradi; angolo reale
VR _s d = A _{sw} d _w x _f y _d / (s x tan(θ))	daN	141.546		Resistenza a "taglio trazione"
r _{st} = VR _s d / V _{Ed}	n.o puro	1,42	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-65 - Contributo taglio-trazione – Taglio nel piano VRds

Per la resistenza a "taglio trazione" fuori piano, si riportano nel seguito le verifiche relative ai differenti schemi di armatura:

Fuori piano:

Spilli f16 40x40: Sezione tipologica lato fiume

$VRds (\phi 16/ 40x40) = 331 \text{ kN/m} > 200 \text{ kN/m} \rightarrow \text{verificato}$

Dati utente				
Rck	daN/cm2	400		Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b _w	cm	100,0		Larghezza di taglio della sezione
h	cm	80,0		Altezza della sezione
d	cm	75,0		Altezza utile della sezione
s	cm	40,0		Passo delle staffe
A _{sw,eff}	cm2	5,024		Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
V _{Ed}	daN	20.000		Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati				
c = h - d	cm	5,0		Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
dw = 0.9xd	cm	67,5		Braccio della coppia interna (approssimato)
v _{Ed} = V _{Ed} / (b _w x dw)	daN/cm2	3,0		è la "tau" di progetto (ultima)
Calcolo dell'armatura				
θ =	gradi	45,00		in gradi; angolo reale
VR _s d = A _{sw} d _w x _f y _d / (s x tan(θ))	daN	33.175		Resistenza a "taglio trazione"
r _{st} = VR _s d / V _{Ed}	n.o puro	1,66	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-66 - Contributo taglio-trazione – Taglio fuori piano VRds

Spilli f16 20x40: Sezione tratto 1 lato fiume
VRds (ϕ 16/ 20x40) = 664 kN/m > 660 kN/m → verificato

Dati utente				
Rck	daN/cm2	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
bw	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	80,0	Altezza della sezione	
d	cm	75,0	Altezza utile della sezione	
s	cm	20,0	Passo delle staffe	
A _{sw,eff}	cm2	5,024	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
V _{Ed}	daN	66.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
c = h - d	cm	5,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
dw = 0.9xd	cm	67,5	Braccio della coppia interna (approssimato)	
v _{Ed} = V _{Ed} / (bw x dw)	daN/cm2	9,8	è la "tau" di progetto (ultima)	
Calcolo dell'armatura				
θ =	gradi	45,00	in gradi; angolo reale	
VR _s d = A _{sw} dwxv _{Ed} / (s x tan(θ))	daN	66.350	Resistenza a "taglio trazione"	
r _{st} = VR _s d / V _{Ed}	n.o puro	1,01	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-67 - Contributo taglio-trazione – Taglio fuori piano VRds

Spilli f16 20x40: Sezione tratto 2 lato controterra
VRds (ϕ 16/ 20x20) = 1327 kN/m > 1200 kN/m → verificato

Dati utente				
Rck	daN/cm2	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
bw	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	80,0	Altezza della sezione	
d	cm	75,0	Altezza utile della sezione	
s	cm	20,0	Passo delle staffe	
A _{sw,eff}	cm2	10,048	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
V _{Ed}	daN	120.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
c = h - d	cm	5,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
dw = 0.9xd	cm	67,5	Braccio della coppia interna (approssimato)	
v _{Ed} = V _{Ed} / (bw x dw)	daN/cm2	17,8	è la "tau" di progetto (ultima)	
Calcolo dell'armatura				
θ =	gradi	45,00	in gradi; angolo reale	
VR _s d = A _{sw} dwxv _{Ed} / (s x tan(θ))	daN	132.699	Resistenza a "taglio trazione"	
r _{st} = VR _s d / V _{Ed}	n.o puro	1,11	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-68 - Contributo taglio-trazione – Taglio fuori piano VRds

Per considerare la contemporaneità dei tagli biassiali, si combinano gli stessi attraverso la radice quadrata della somma dei quadrati. Tale taglio risultante si confronta, con approccio cautelativo, con la resistenza minima a "taglio compressione" del puntone compresso. Tale verifica si propone per la sezione del tratto 2, maggiormente sollecitata:

$$V_{Ed} = \text{radq}(1000^2 + 1200^2) = 1565 \text{ kN/m}$$

$$VR_{dc} \text{ min} = 3174 \text{ kN/m} > 1565 \text{ kN/m} \rightarrow \text{verificato}$$

Dati utente

Rck	daN/cm2	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
bw	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	80,0	Altezza della sezione
d	cm	75,0	Altezza utile della sezione
VEd	daN	156.500	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

c = h - d	cm	5,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
dw = 0.9xd	cm	67,5	Braccio della coppia interna (approssimato)
VEd = VEd / (bw x dw)	daN/cm2	23,2	è la "tau" di progetto (ultima)
fck = 0.83 x Rck	daN/cm2	332	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
fcd = acc x fck / gc	daN/cm2	188	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
f'cd = n1 x fcd	daN/cm2	94	Resistenza di calcolo a compressione ridotta per le verifiche di taglio
θ =	gradi	45,00	in gradi; angolo reale
VRcd = f'cdxbwxdw / (cot(θ)+tan(θ))	daN	317.475	Resistenza a "taglio compressione"
rsc = VRcd / VEd	n.o puro	2,03	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"

Figura 12-69 - Contributo taglio-compressione VRdc

12.4.3 Verifiche di esercizio – sezione 80 cm

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di flessione in direzione X, per la quale si hanno i massimi coefficienti di sfruttamento.

In particolare, il muro controterra risulta quello più rappresentativo per la sezione di 80 cm, armato con armature verticali diffuse f20/10, alternate con f20/20.

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti e membranali per il muro controterra, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

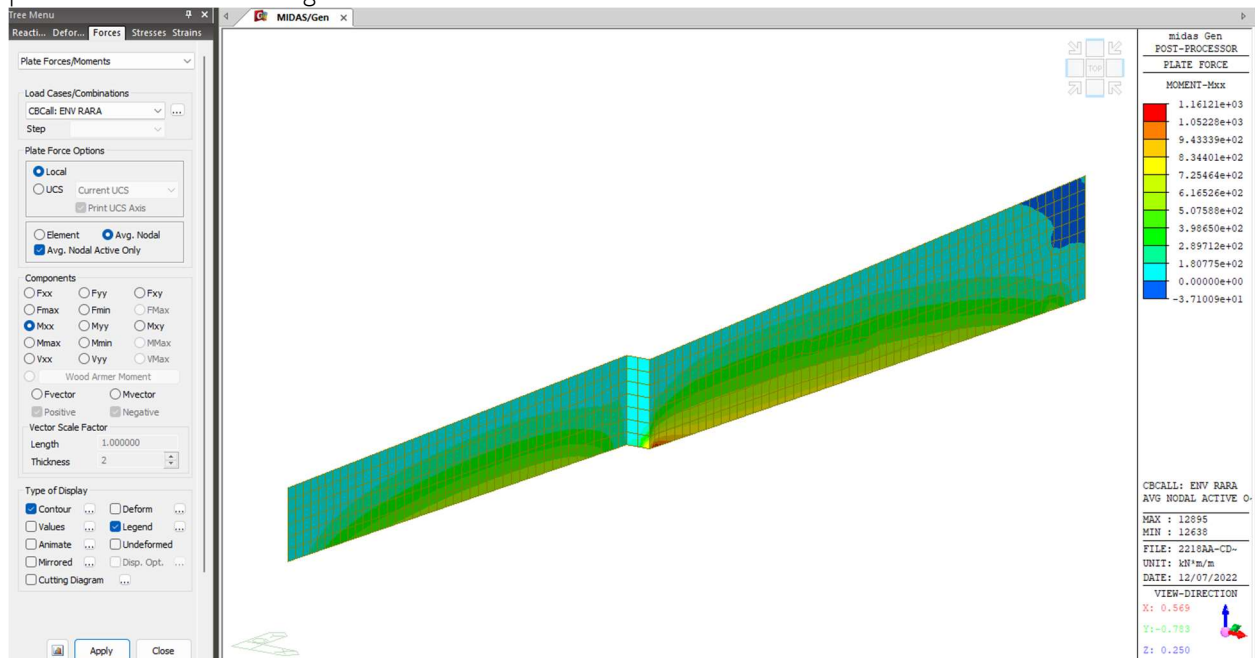


Figura 12-70 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 80 cm – ENV RARA

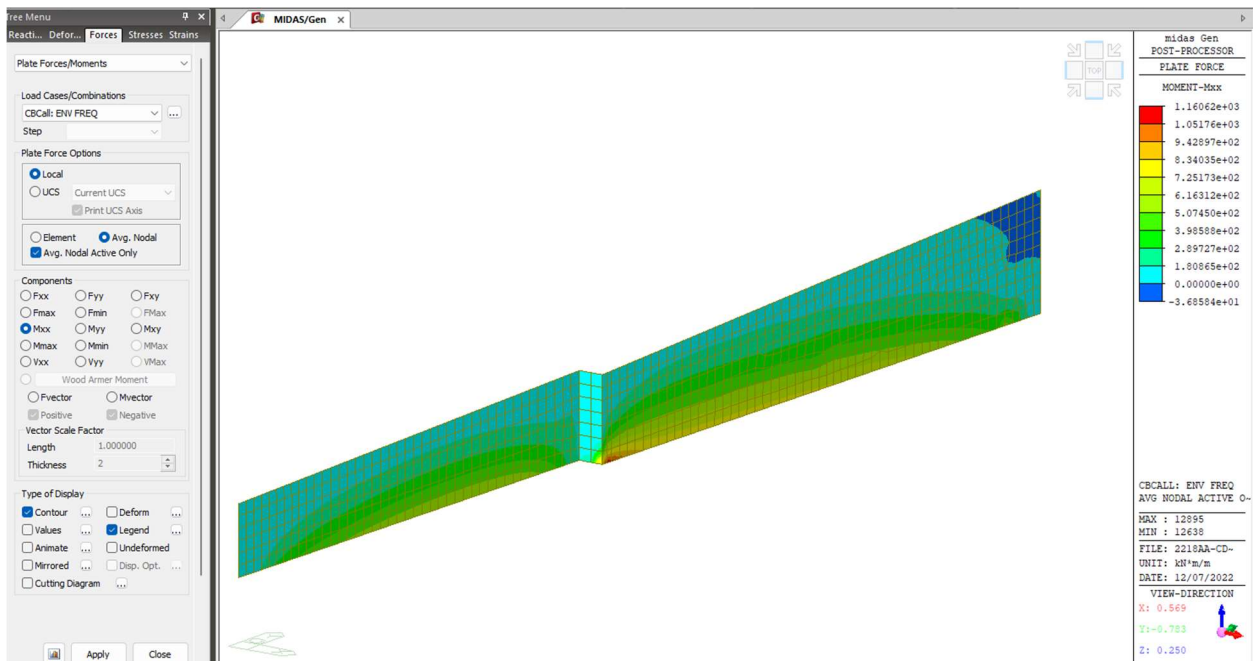


Figura 12-71 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 80 cm – ENV FREQ

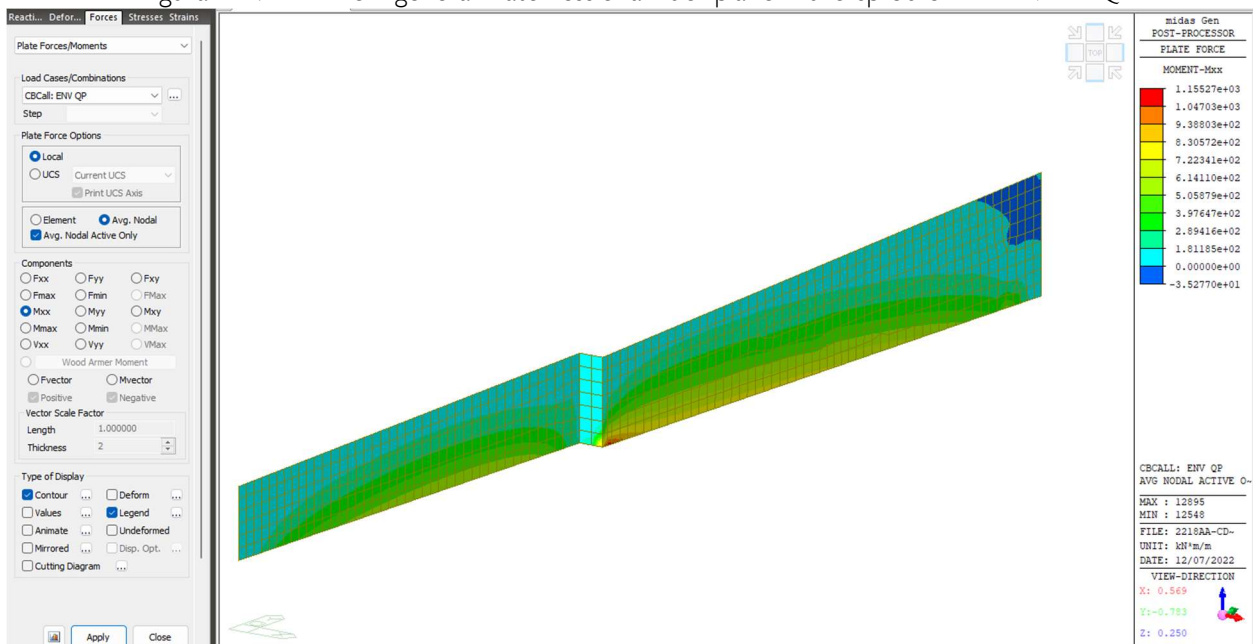


Figura 12-72 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 80 cm – ENV QUASI PERMANENTE

All'azione flettente M_{xx} , viene associata la relativa azione assiale F_{xx} da implementare nella verifica a presso/tenso flessione. Si decide di considerare la minima azione assiale di compressione, derivata dall'involuppo delle combinazioni di carico (rara, quasi permanente, frequente), concomitante con la massima azione flettente, con approccio cautelativo. Le azioni membranali F_{xx} risultano quasi sempre di compressione, per le combinazioni di carico allo stato limite d'esercizio. Si registrano stati di trazione locali nell'intorno dei cambi di

direzione del muro, che inducono sforzi nell'acciaio confrontabili con quelli ottenuti per le combinazioni sotto riportate.

Nel seguito le sollecitazioni considerate:

Combinazione rara: $M_{xx} = 750 \text{ kNm/m}$
 $F_{xx} = 320 \text{ kN/m}$ (compressione)

Combinazione frequente: analoga alla combinazione rara

Combinazione q.permanente: analoga alla combinazione rara

Per il caso in esame, le azioni derivanti dagli involucri delle combinazioni rara, frequente e quasi permanente sono pressoché identiche, come si evince anche dalle Figura 12-70, Figura 12-71 e Figura 12-72.

Stato limite di limitazione delle tensioni

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 431) : C1-Muro

Section Type : Rectangular with Ties (RT)
Section Depth (Hc) = 0.800 m.
Section Width (Bc) = 1.000 m.
Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.050 m.
Concrete Strength (fck) = 32000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Ec) = 33345764.463 KPa.
Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 30 - 2 - P20 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.450	-0.350	1-P20	0.00031
2	-0.450	0.350	1-P20	0.00031
3	-0.386	0.350	1-P20	0.00031
4	-0.321	0.350	1-P20	0.00031
5	-0.257	0.350	1-P20	0.00031
6	-0.193	0.350	1-P20	0.00031
7	-0.129	0.350	1-P20	0.00031
8	-0.064	0.350	1-P20	0.00031
9	0.000	0.350	1-P20	0.00031
10	0.064	0.350	1-P20	0.00031
11	0.129	0.350	1-P20	0.00031
12	0.193	0.350	1-P20	0.00031
13	0.257	0.350	1-P20	0.00031
14	0.321	0.350	1-P20	0.00031
15	0.386	0.350	1-P20	0.00031
16	0.450	0.350	1-P20	0.00031
17	0.450	-0.350	1-P20	0.00031
18	0.386	-0.350	1-P20	0.00031
19	0.321	-0.350	1-P20	0.00031
20	0.257	-0.350	1-P20	0.00031

21	0.193	-0.350	1-P20	0.00031
22	0.129	-0.350	1-P20	0.00031
23	0.064	-0.350	1-P20	0.00031
24	0.000	-0.350	1-P20	0.00031
25	-0.064	-0.350	1-P20	0.00031
26	-0.129	-0.350	1-P20	0.00031
27	-0.193	-0.350	1-P20	0.00031
28	-0.257	-0.350	1-P20	0.00031
29	-0.321	-0.350	1-P20	0.00031
30	-0.386	-0.350	1-P20	0.00031

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

- 2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)
4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)

[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.

(). Calculate stress of Concrete.

- LCB = 4 (Frequent)
- k1 = 0.60000
- k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = 319.47 kN.
- Muy = 750.00 kN-m.
- Muz = 0.23 kN-m.
- fctm = $0.30 * f_{ck}^{(2/3)}$ = 3023.81052 KPa.
- fr1 = $(1.6 - H/1000) * f_{ctm}$ = 2419.04842 KPa.
- fr = -MAX[fctm, fr1] = -3023.81052 KPa.
- Area = 0.90363 m².
- y_bar = 0.50000 m.
- y' = 0.00000 m.
- z_bar = 0.40000 m.
- z' = 0.00000 m.
- Iyy = 0.05536 m⁴.
- Izz = 0.07466 m⁴.

- Ss_con (Tens.) = $Pu/Area + Muy*(z'-z_bar)/Iyy + Muz*(y'-y_bar)/Izz$ = -5066.90902 KPa.
- Ss_con (Tens.) < fr ---> Cracked Section !

[Dead Load Cases]

- PuD = 319.468 kN.
- MuyD = 0.00000 kN-m.
- MuzD = 0.22566 kN-m.
- n = 11.99553 (Long Term).
- Acr = 0.9028 m².
- y_bar = 0.500 m.
- y' = 0.050 m.
- y = 1.000 m.

$$\begin{aligned} - . z_{\bar{}} &= 0.400 \text{ m.} \\ - . z' &= 0.050 \text{ m.} \\ - . z &= 0.800 \text{ m.} \\ - . lcr,y &= 0.0553 \text{ m}^4. \\ - . lcr,z &= 0.0744 \text{ m}^4. \\ - . Ss_{\text{conD}} &= PuD/Acr + MuyD*(z-z_{\bar{}})/lcr,y + MuzD*(y-y_{\bar{}})/lcr,z = 355.39052 \text{ KPa.} \\ - . Ss_{\text{stlD}} &= n * (PuD/Acr + MuyD*(z'-z_{\bar{}})/lcr,y + MuzD*(y'-y_{\bar{}})/lcr,z) = 4228.53551 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

[Live Load Cases : Frequent]

$$\begin{aligned} - . PuL &= -0.00000 \text{ kN.} \\ - . MuyL &= 750.000 \text{ kN-m.} \\ - . MuzL &= 0.00000 \text{ kN-m.} \\ - . n &= 5.99776 \text{ (Short Term).} \\ - . Acr &= 0.2178 \text{ m}^2. \\ - . y_{\bar{}} &= 0.500 \text{ m.} \\ - . y' &= 0.050 \text{ m.} \\ - . y &= 1.000 \text{ m.} \\ - . z_{\bar{}} &= 0.634 \text{ m.} \\ - . z' &= 0.050 \text{ m.} \\ - . z &= 0.800 \text{ m.} \\ - . lcr,y &= 0.0115 \text{ m}^4. \\ - . lcr,z &= 0.0178 \text{ m}^4. \\ - . Ss_{\text{conL}} &= PuL/Acr + MuyL*(z-z_{\bar{}})/lcr,y + MuzL*(y-y_{\bar{}})/lcr,z = 10849.16466 \text{ KPa.} \\ - . Ss_{\text{stlL}} &= n * (PuL/Acr + MuyL*(z'-z_{\bar{}})/lcr,y + MuzL*(y'-y_{\bar{}})/lcr,z) = -228955.01501 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

[Etc. Load Cases]

$$\begin{aligned} - . PuE &= -0.00000 \text{ kN.} \\ - . MuyE &= 0.00000 \text{ kN-m.} \\ - . MuzE &= 0.00000 \text{ kN-m.} \\ - . n &= 5.99776 \text{ (Short Term).} \\ - . Acr &= 0.2178 \text{ m}^2. \\ - . y_{\bar{}} &= 0.500 \text{ m.} \\ - . y' &= 0.050 \text{ m.} \\ - . y &= 1.000 \text{ m.} \\ - . z_{\bar{}} &= 0.634 \text{ m.} \\ - . z' &= 0.050 \text{ m.} \\ - . z &= 0.800 \text{ m.} \\ - . lcr,y &= 0.0115 \text{ m}^4. \\ - . lcr,z &= 0.0178 \text{ m}^4. \\ - . Ss_{\text{conE}} &= PuE/Acr + MuyE*(z-z_{\bar{}})/lcr,y + MuzE*(y-y_{\bar{}})/lcr,z = 0.00000 \text{ KPa.} \\ - . Ss_{\text{stlE}} &= n * (PuE/Acr + MuyE*(z'-z_{\bar{}})/lcr,y + MuzE*(y'-y_{\bar{}})/lcr,z) = -0.00000 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - . Ss_{\text{con}} &= | Ss_{\text{conD}} + Ss_{\text{conL}} + Ss_{\text{conE}} | = 11204.55518 \text{ KPa.} \\ - . Ss_{\text{stl}} &= | Ss_{\text{stlD}} + Ss_{\text{stlL}} + Ss_{\text{stlE}} | = 224726.47950 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

$$Ss_{\text{con}} < k1*fc_k = 19200.00000 \text{ KPa.} \text{ ---> O.K !}$$

$$Ss_{\text{stl}} < k3*fy_k = 360000.00000 \text{ KPa.} \text{ ---> O.K !}$$

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

$$\begin{aligned} - . LCB &= 3 \text{ (Quasi-permanent)} \\ - . k2 &= 0.45000 \end{aligned}$$

(Assumed Uncracked Section)

$$\begin{aligned} - . Pu &= 319.47 \text{ kN.} \\ - . Muy &= 750.00 \text{ kN-m.} \\ - . Muz &= 0.23 \text{ kN-m.} \end{aligned}$$

- Area = 0.90363 m².
- y_bar = 0.50000 m.
- z_bar = 0.40000 m.
- Iyy = 0.05536 m⁴.
- Izz = 0.07466 m⁴.
- Ss_con (Comp.) = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/Iyy + Muz*(y-y_bar)/Izz = 5773.98573 KPa.
- Ss_con (Comp.) < k2*fck = 14400.00000 KPa. ---> O.K! and Linear Creep

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MAJOR AXIS.
=====

(). Calculate crack width.

[EN 1992-1-1:2004 Clause 7.3.4 , Appendix B.]

(LCB = 3, POS = J)

- Pu = 319.47 kN.

- Muy = 750.00 kN-m.

- fcm = fck+8(MPa) = 40000.00000 KPa.

- fctm = 0.30*fck^(2/3) = 3023.81052 KPa. (fck<=C50/60)

- fct.eff = fctm (by 28 days).

- n = 11.99553

- Sigma_s = 202625.142 KPa.

- kt = 0.4 (for long term loading.).

- X = 0.23955 m.

- hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.12500 m.

- Ac.eff = Bc*hc,ef = 0.12500 m².

- Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0377

- Ecm = 22[fcm/10]^{0.3} * 1000 = 33345764.463 KPa. (by Table 3.1)

- Alpha_e = Es/Ecm = 5.99776

- (Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
= 0.000816

>= 0.6*Sigma_s/Es = 0.000608

- Bond coefficient(k1) = 0.8000

- Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000

- NAD Value (k3) = 3.4000

- NAD Value (k4) = 0.4250

- c = 0.04000 m.

- Phi = 0.02000 m.

- S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 0.22619 m.

- wk = S_r.max * (Eps_sm-Eps_cm) = 0.00018 m.

wk < 2.000e-04 m. ---> O.K!

12.4.4 Verifiche di resistenza presso/tenso flessionale–sezione 50 cm

Si riportano le sollecitazioni membranali e flessionali fuori piano generalizzate al metro lineare per la sezione di 50 cm. Il fronte controterra presenta armature verticali diffuse f20/10 e orizzontali f16/20; le rimanenti sezioni sono armate con armature verticali diffuse f20/20 e orizzontali f16/20.

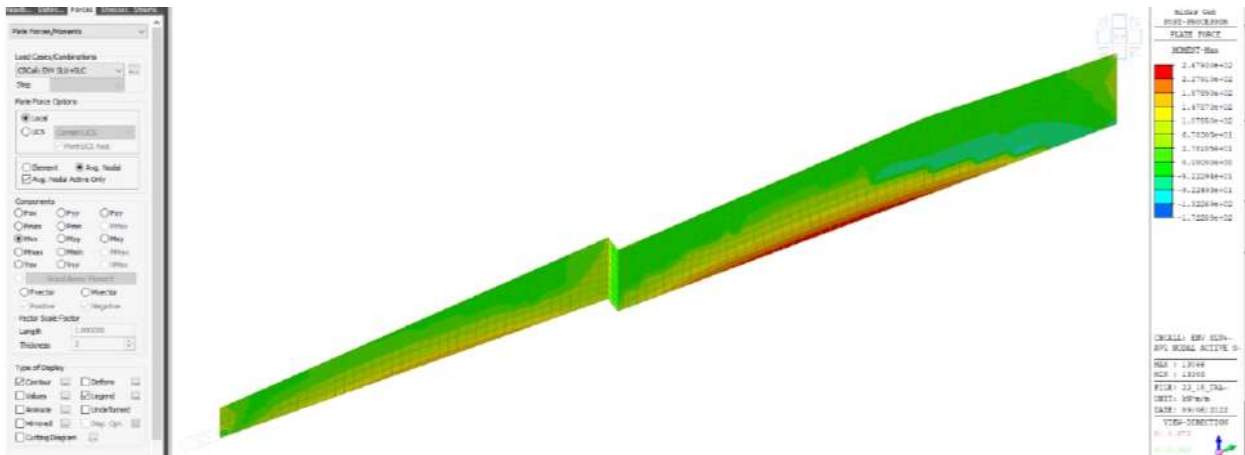


Figura 12-73 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 50 cm – Tratto controterra parallelo al corso d'acqua – ENV SLC+SLV

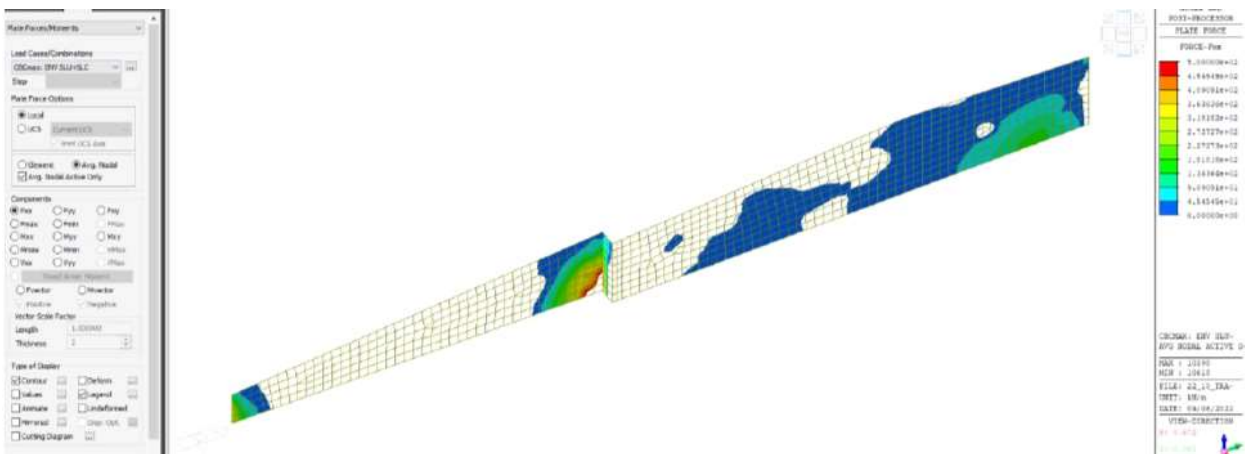


Figura 12-74 – Azioni generalizzate assiali – massime trazioni - Muro sp 50 cm – Tratto controterra parallelo al corso d'acqua – ENV SLC+SLV

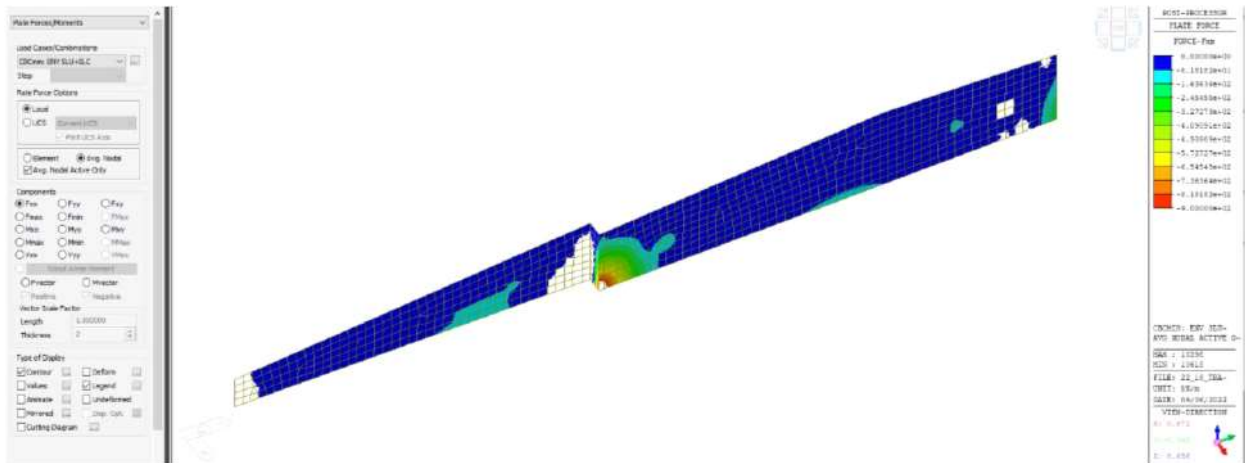


Figura 12-75 – Azioni generalizzate assiali – massime compressioni - Muro sp 50 cm – Tratto controterra parallelo al corso d'acqua – ENV SLC+SLV

La sezione maggiormente sollecitata risulta la seguente:

Sezione sp. 50 cm parallela al corso d'acqua e controterra: La sezione risulta verificata con la massima trazione e il massimo momento fuoripiano di cui alle figure precedenti, ipotizzati concomitanti nella stessa sezione. Tasso sfruttamento $0.75 < 1$

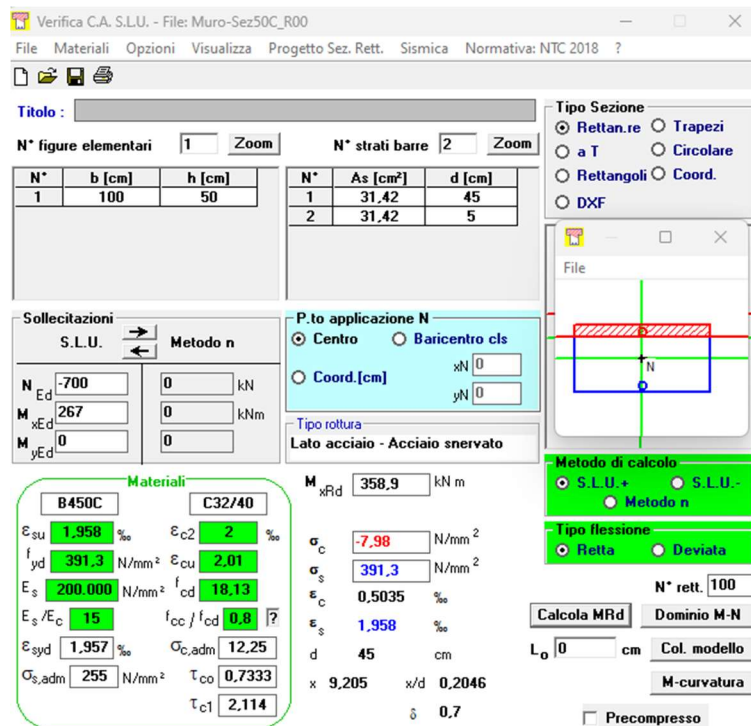


Figura 12-76 – Verifica a tenso flessione - Muro sp 50 cm – Tratto controterra parallelo al corso d'acqua

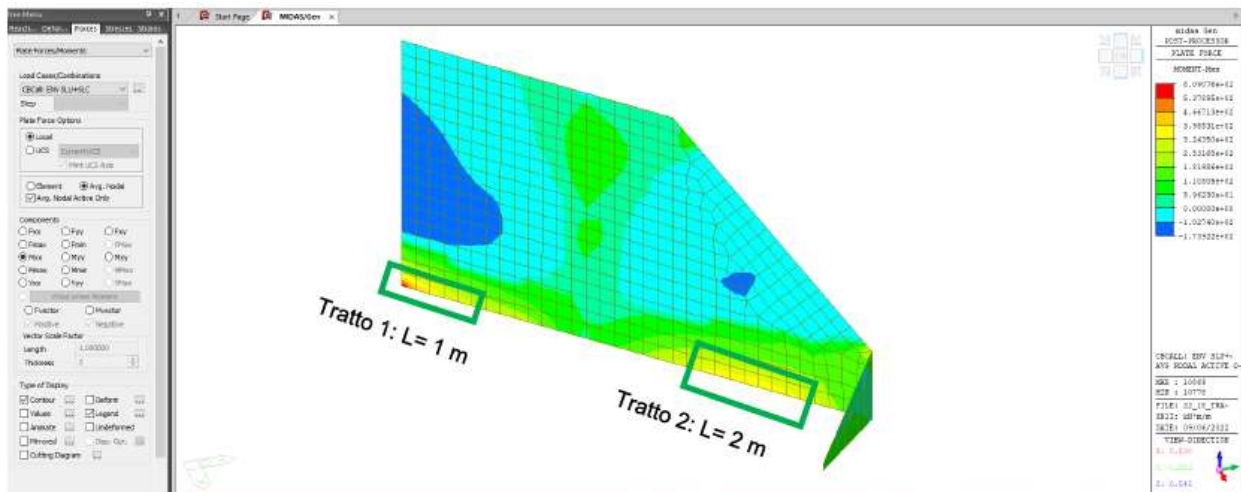


Figura 12-77 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 50 cm – Tratto controterra inclinato – ENV SLC+SLV

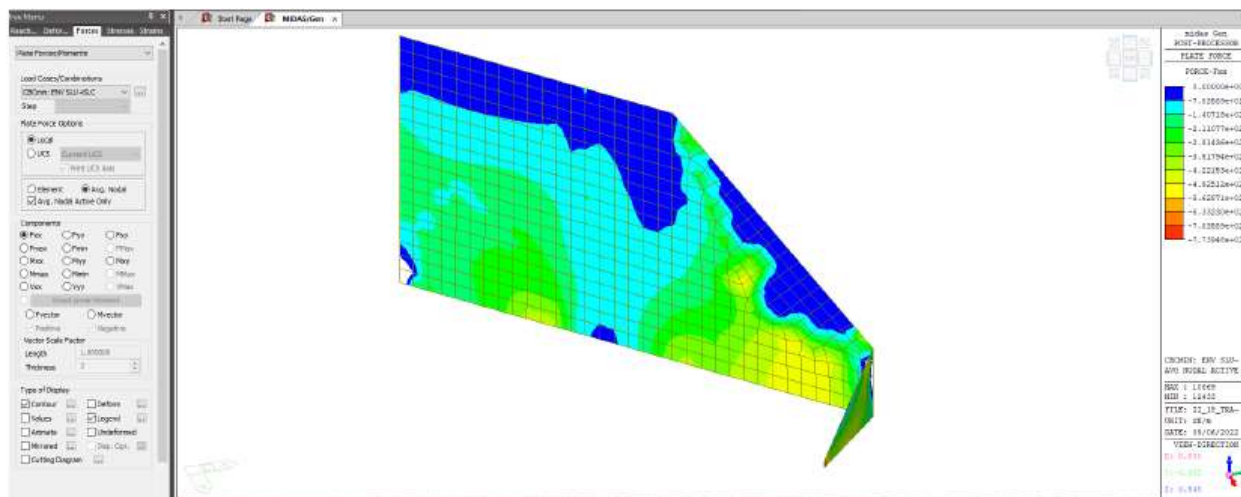


Figura 12-78 – Azioni generalizzate assiali – massime trazioni - Muro sp 50 cm – Tratto controterra inclinato – ENV SLC+SLV

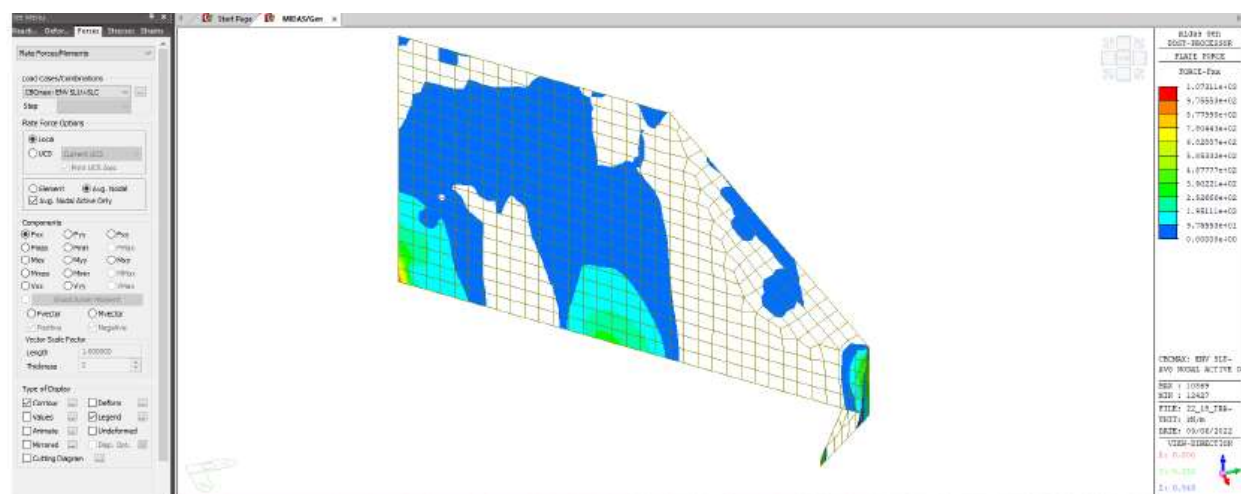


Figura 12-79 – Azioni generalizzate assiali – massime compressioni - Muro sp 50 cm – Tratto controterra inclinato – ENV SLC+SLV

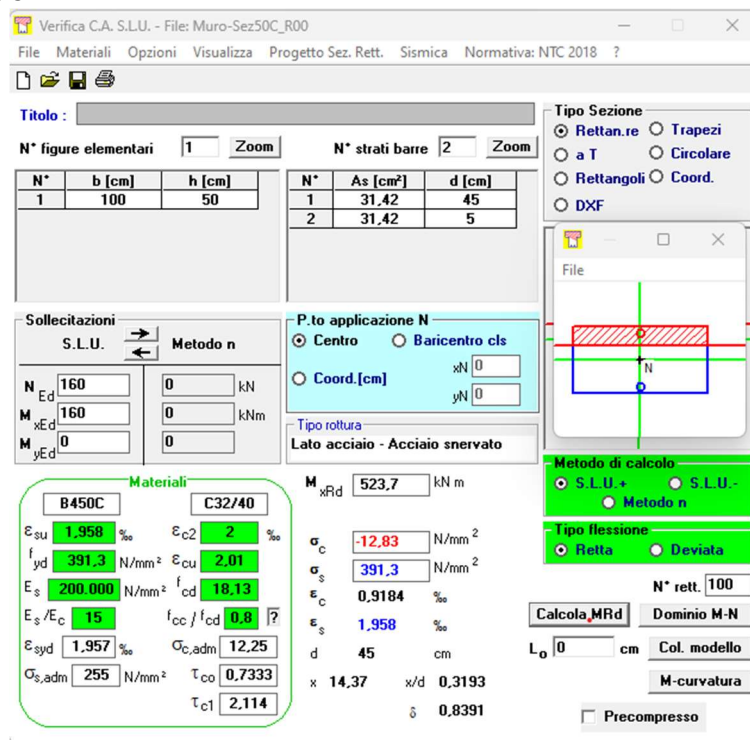
La porzione di muro controterra inclinata presenta armature verticali f20/10 e orizzontali f16/20 come il tratto precedentemente analizzato.

Si ritiene rappresentativo dello stato di sollecitazione in essere la combinazione tra un'azione flettente di 160 kN/m e un'azione di compressione minima di 160 kN/m.

Si evidenziano locali zone maggiormente sollecitate (tratto 1 e 2 in figura) per le quali si propone la verifica di dettaglio:

Tratto tipologico

Tasso sfruttamento $0,31 < 1$



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro-Sez50C_R00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	31,42	45
			2	31,42	5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 160 0 kN
M_{xEd} 160 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	1,958 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 2,01 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
		τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 523,7 kN m

σ_c -12,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,9184 ‰
 ϵ_s 1,958 ‰
d 45 cm
x 14,37 x/d 0,3193
 δ 0,8391

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

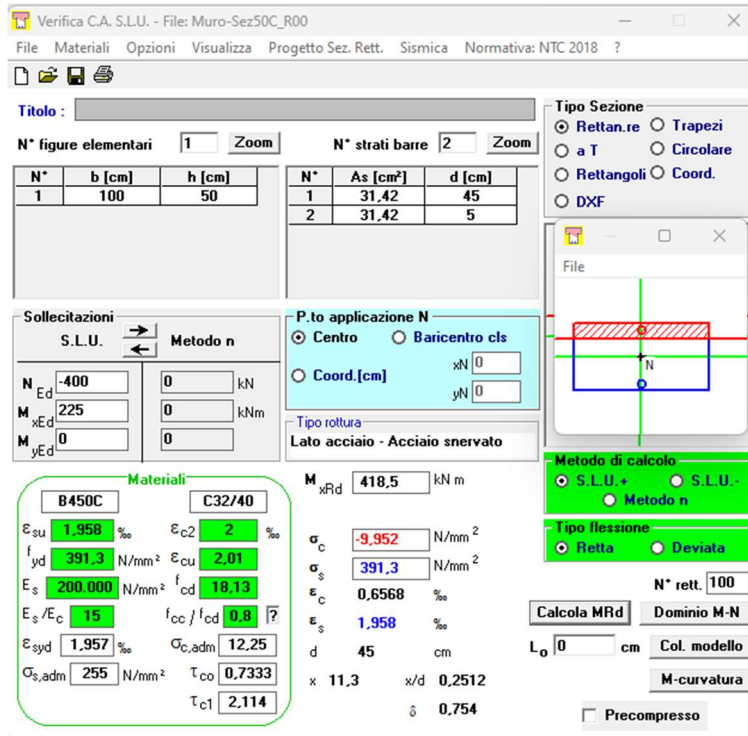
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola_MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 12-80 – Verifica a tenso flessione - Muro sp 50 cm – Tratto tipologico

Tratto 1

Tasso sfruttamento $0.54 < 1$ Verificato



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro-Sez50C_R00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	31,42	45
			2	31,42	5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -400 0 kN
M_{xEd} 225 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 418,5 kN m

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	1,958 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	2,01 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -9,952 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,6568 ‰
 ϵ_s 1,958 ‰
d 45 cm
x 11,3 x/d 0,2512
 δ 0,754

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

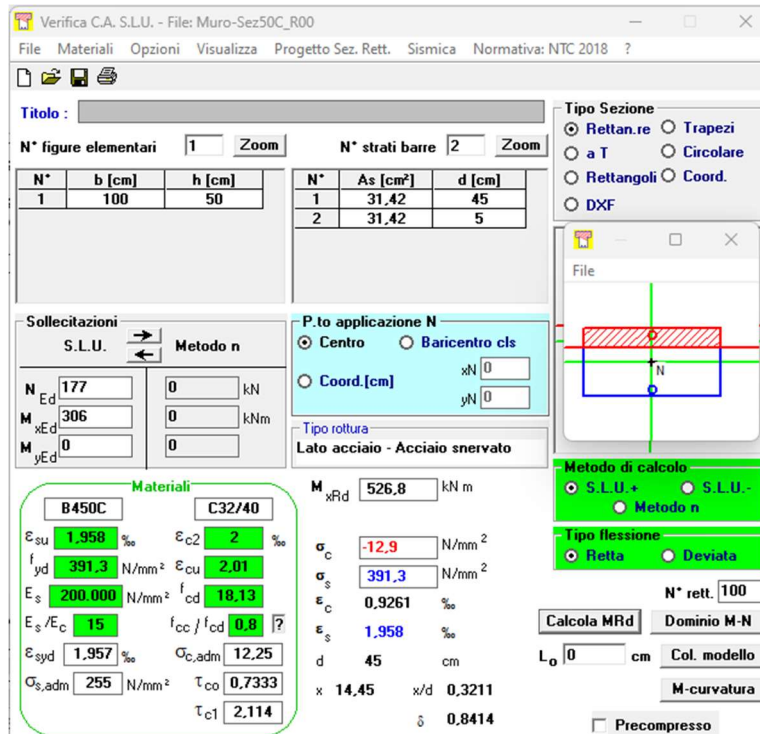
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 12-81 – Verifica a tenso flessione - Muro sp 50 cm – Tratto 1

Tratto 2

Tasso sfruttamento $0.58 < 1$ Verificato



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro-Sez50C_R00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	31,42	45
			2	31,42	5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 177 0 kN
M_{xEd} 306 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 526,8 kN m

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	1,958 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	2,01 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -12,9 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,9261 ‰
 ϵ_s 1,958 ‰
d 45 cm
x 14,45 x/d 0,3211
 δ 0,8414

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 12-82 – Verifica a tenso flessione - Muro sp 50 cm – Tratto 2

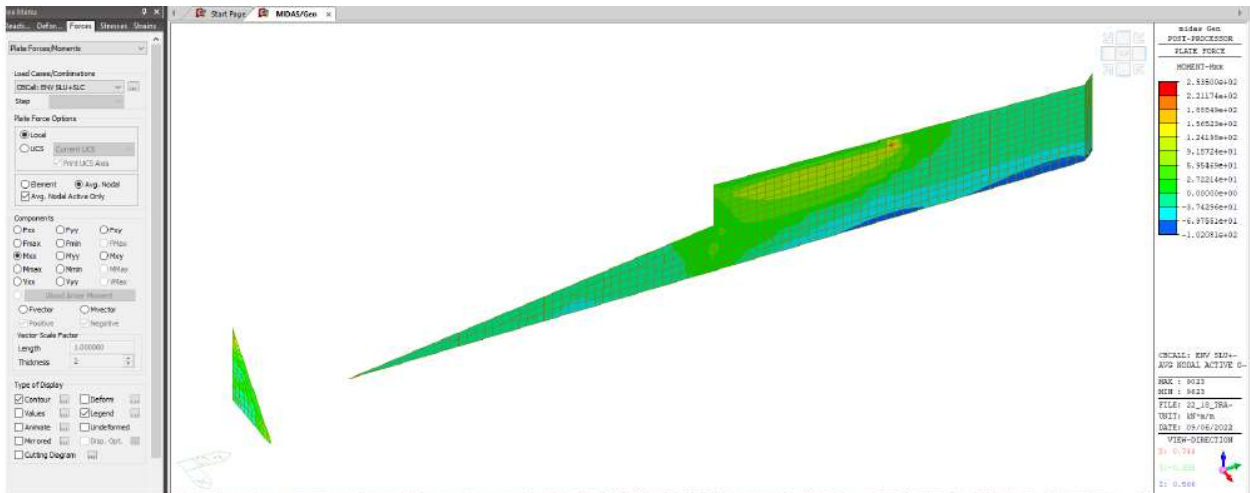


Figura 12-83 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 50 cm – Tratto tipico lato fiume – ENV SLC+SLV

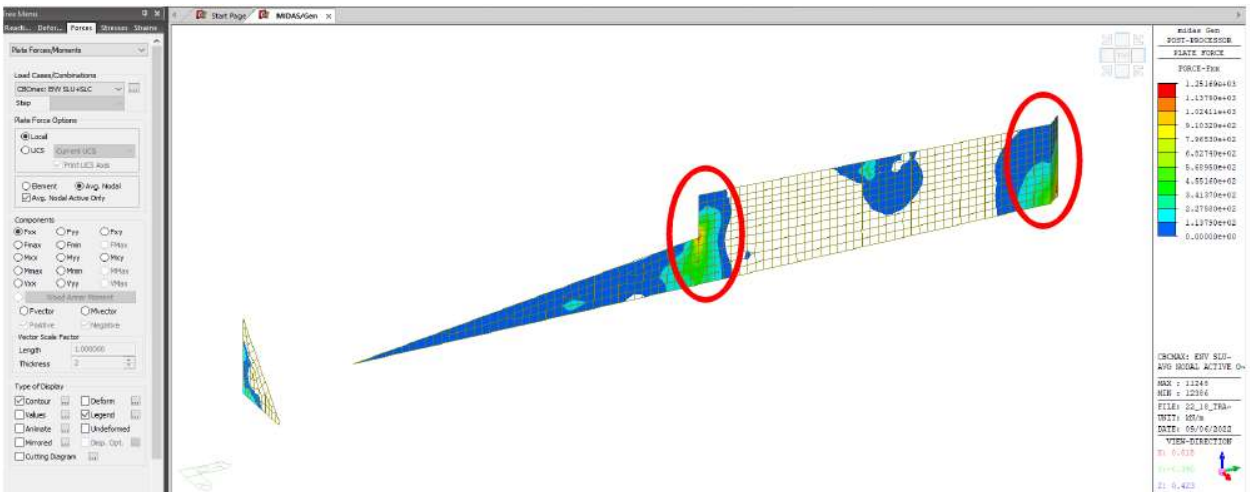


Figura 12-84 – Azioni generalizzate assiali – massime trazioni - Muro sp 50 cm – Tratto tipico lato fiume – ENV SLC+SLV

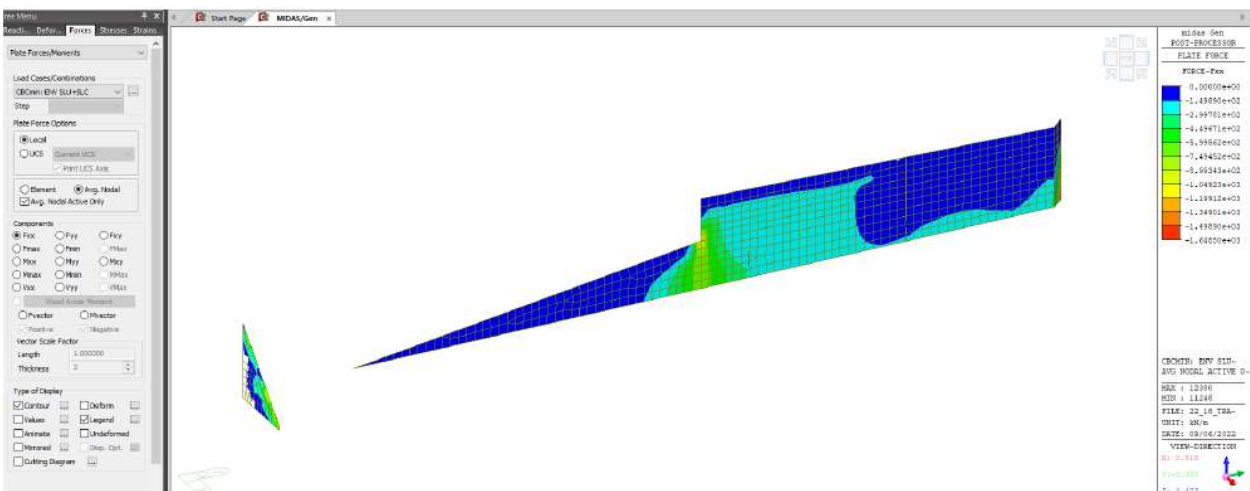


Figura 12-85 – Azioni generalizzate assiali – massime compressioni - Muro sp 50 cm – Tratto tipico lato fiume – ENV SLC+SLV

Laddove il muro non è di sostegno, si ritiene rappresentativo dello stato di sollecitazione in essere la combinazione di un'azione di trazione di 220 kN/m con un momento fuoripiano di 100 kN/m. Localmente, nelle zone cerchiata in rosso in figura, si registra un'azione di trazione di 900 kN/m combinata con un momento flettente fuoripiano di 27 kN/m. In entrambe le combinazioni di carico di cui sopra, la sezione presenta un tasso di sfruttamento inferiore all'unità. La sezione risulta armata con barre verticali f20/20. Tasso sfruttamento $0.41 < 1$ Verificato

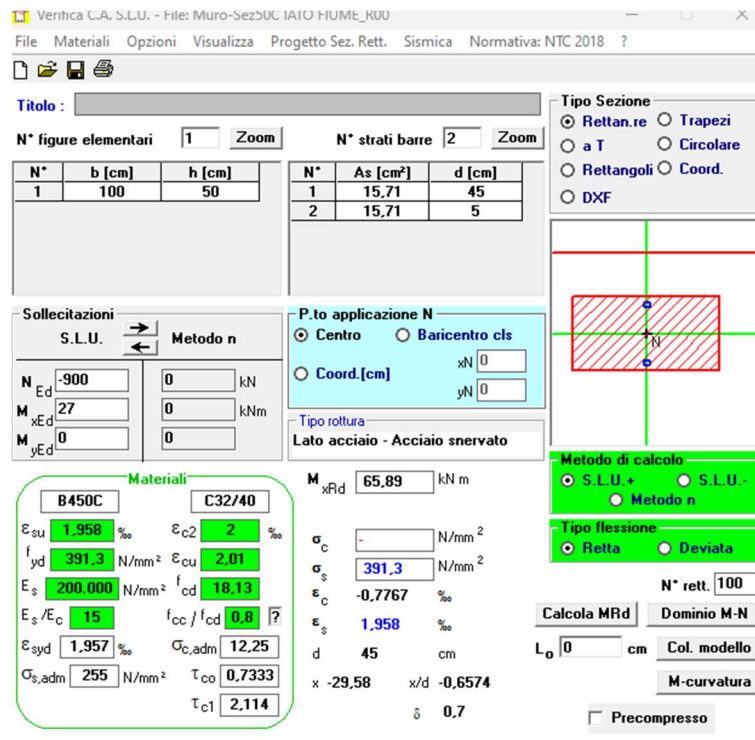


Figura 12-86 – Verifica a tenso flessione - Muro sp 50 cm – Tratto tipologico lato fiume

12.4.5 Verifiche a taglio – sezione 50 cm

Per la verifica a taglio biassiale si propone di valutare in maniera distinta il contributo resistente del puntone compresso di calcestruzzo e del tirante teso offerto dalle armature.

In particolare, il taglio nel piano coinvolge le armature di parete di diametro 16 mm poste a passo 20 cm. Per il taglio fuoripiano sono previsti spilli di diametro 16mm disposti secondo gli schemi riportati negli elaborati grafici.

Per il muro di spessore pari a 50 cm controterra, il massimo taglio ritenuto significativo in direzione trasversale risulta pari a 300 kN/m, mentre quello nel piano pari a 350 kN/m.

Localmente, in corrispondenza delle zone segnalate in figura come “tratto 1”, si evidenzia un taglio massimo fuori piano di 500 kN/m e nel piano di 500 kN/m.

Per il muro di spessore pari a 50 cm tipologico, invece, il massimo taglio ritenuto significativo in direzione trasversale risulta pari a 80 kN/m, mentre quello nel piano pari a 300 kN/m.

Localmente si evidenzia un taglio massimo fuori piano di 150 kN/m e nel piano di 500 kN/m.

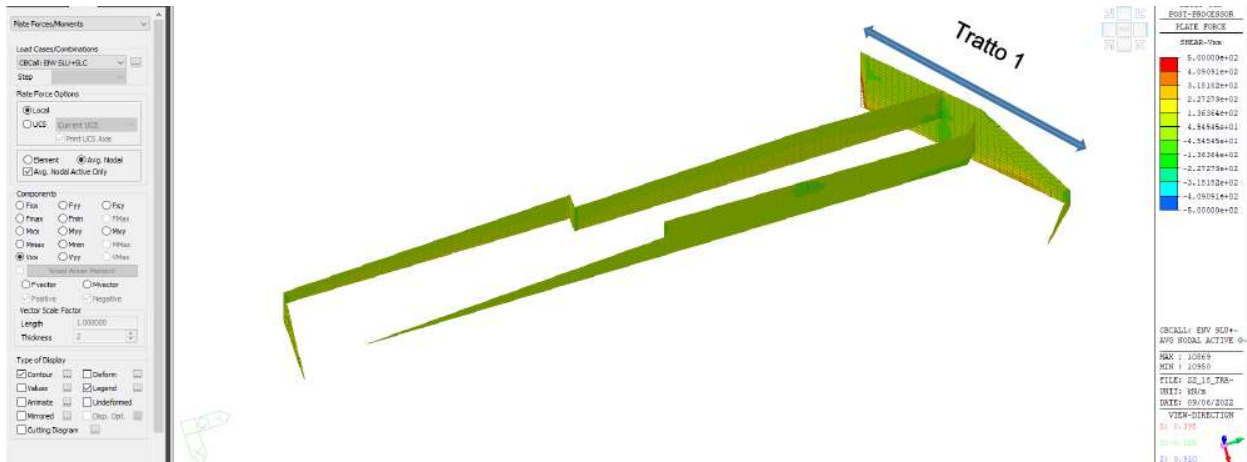


Figura 12-87 – Azioni generalizzate taglianti fuori piano – ENV SLC+SLV

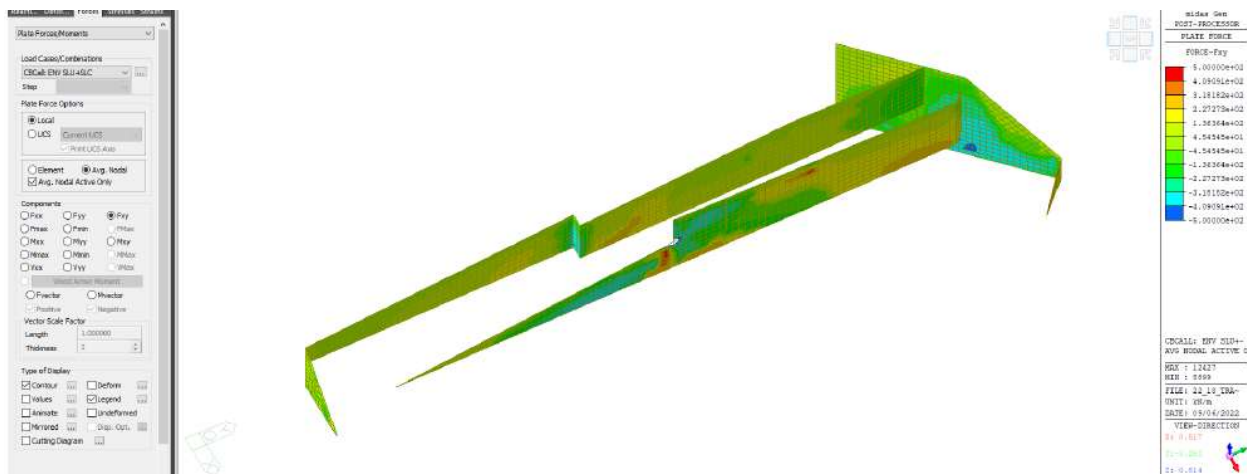


Figura 12-88 – Azioni generalizzate taglianti nel piano – ENV SLC+SLV

Nel seguito si propone la verifica a taglio delle sezioni sopra indicate, valutando il contributo della resistenza a “taglio-trazione” offerto dalle staffature/spilli.

Sezione lato fiume

Staffature per azioni taglianti nel piano Staffe fi 16/20

Staffature per azioni taglianti fuori piano

Sezione tipologica Spilli f16 40x40

Sezione lato controterra

Staffature per azioni taglianti nel piano Staffe fi 16/20

Staffature per azioni taglianti fuori piano

Sezione tipologica Spilli f16 20x40

Sezione “tratto1” Spilli f16 20x20

Note le armature presenti dedicate al taglio, si evince che per tutte le sezioni le staffature dedicate all'assorbimento del taglio nel piano sono pari alle armature orizzontali f16/20, quindi si confronta la resistenza a "taglio/trazione" con il taglio massimo nel piano, tipico della sezione contro terra del tratto 1:

Nel piano:

$$VRds (\phi 16/20) = 707 \text{ kN/m} > 500 \text{ kN/m} \rightarrow \text{verificato}$$

Dati utente				
R_{ck}	daN/cm ²	400		Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	50,0		Larghezza di taglio della sezione
h	cm	100,0		Altezza della sezione
d	cm	100,0		Altezza utile della sezione
s	cm	20,0		Passo delle staffe
A_{sw,eff}	cm ²	4,019		Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
V_{Ed}	daN	50.000		Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati				
c = h - d	cm	0,0		Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
d_w = 0.9xd	cm	90,0		Braccio della coppia interna (approssimato)
v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w x d_w)	daN/cm ²	11,1		è la "tau" di progetto (ultima)
Calcolo dell'armatura				
θ =	gradi	45,00		in gradi; angolo reale
VR_{s,d} = A_{sw}d_wx_fy_d / (s x tan(θ))	daN	70.773		Resistenza a "taglio trazione"
r_{st} = VR_{s,d} / V_{Ed}	n.o puro	1,42	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-89 - Contributo taglio-trazione – Taglio nel piano VRds

Per la resistenza a "taglio trazione" fuori piano, si riportano nel seguito le verifiche relative ai differenti schemi di armatura:

Fuori piano:

Spilli f16 40x40: Sezione tipologica

$$VRds (\phi 16/ 40x40) = 200 \text{ kN/m} > 150 \text{ kN/m} \rightarrow \text{verificato}$$

Dati utente				
R_{ck}	daN/cm ²	400		Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100,0		Larghezza di taglio della sezione
h	cm	50,0		Altezza della sezione
d	cm	45,0		Altezza utile della sezione
s	cm	40,0		Passo delle staffe
A_{sw,eff}	cm ²	5,024		Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
V_{Ed}	daN	15.000		Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati				
c = h - d	cm	5,0		Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
d_w = 0.9xd	cm	40,5		Braccio della coppia interna (approssimato)
v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w x d_w)	daN/cm ²	3,7		è la "tau" di progetto (ultima)
Calcolo dell'armatura				
θ =	gradi	45,00		in gradi; angolo reale
VR_{s,d} = A_{sw}d_wx_fy_d / (s x tan(θ))	daN	19.905		Resistenza a "taglio trazione"
r_{st} = VR_{s,d} / V_{Ed}	n.o puro	1,33	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-90 - Contributo taglio-trazione – Taglio fuori piano VRds

Fuori piano:

Spilli f16 20x20: Sezione controterra tratto 1

$$VRds (\phi 16/ 20x20) = 795 \text{ kN/m} > 500 \text{ kN/m} \rightarrow \text{verificato}$$

Dati utente				
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	50,0	Altezza della sezione	
d	cm	45,0	Altezza utile della sezione	
s	cm	20,0	Passo delle staffe	
$A_{sw,eff}$	cm ²	10,048	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
V_{Ed}	daN	50.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	5,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	40,5	Braccio della coppia interna (approssimato)	
$v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w \times d_w)$	daN/cm ²	12,3	è la "tau" di progetto (ultima)	
Calcolo dell'armatura				
$\theta =$	gradi	45,00	in gradi; angolo reale	
$V_{Rsd} = A_{sw} d_w x f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	79.619	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,59	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-91 - Contributo taglio-trazione – Taglio fuori piano VRd

Per considerare la contemporaneità dei tagli biassiali, si combinano gli stessi attraverso la radice quadrata della somma dei quadrati. Tale taglio risultante si confronta, con approccio cautelativo, con la resistenza minima "taglio compressione" del puntone compresso. Tale verifica si propone per la sezione del tratto 1, maggiormente sollecitata:

$$V_{Ed} = \text{radq}(500^2 + 500^2) = 707 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rdc \text{ min}} = 1900 \text{ kN/m} > 707 \text{ kN/m} \rightarrow \text{verificato}$$

Dati utente				
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	50,0	Altezza della sezione	
d	cm	45,0	Altezza utile della sezione	
V_{Ed}	daN	70.700	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	5,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	40,5	Braccio della coppia interna (approssimato)	
$v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w \times d_w)$	daN/cm ²	17,5	è la "tau" di progetto (ultima)	
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	daN/cm ²	332	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	daN/cm ²	188	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	
$f'_{cd} = \eta_1 \times f_{cd}$	daN/cm ²	94	Resistenza di calcolo a compressione ridotta per le verifiche di taglio	
$\theta =$	gradi	45,00	in gradi; angolo reale	
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	190.485	Resistenza a "taglio compressione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	2,69	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"

Figura 12-92 - Contributo taglio-compressione VRd

12.4.6 Verifiche di esercizio – sezione 50 cm

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di flessione in direzione X, per la quale si hanno i massimi coefficienti di sfruttamento.

In particolare, si ritiene rappresentativa la sezione parallela al corso d'acqua e controterra, armata con armature verticali diffuse f20/10, e la sezione non di sostegno, lato fiume, armata con armature verticali diffuse f20/20.

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti e membranali per il muro di spessore 50 cm, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

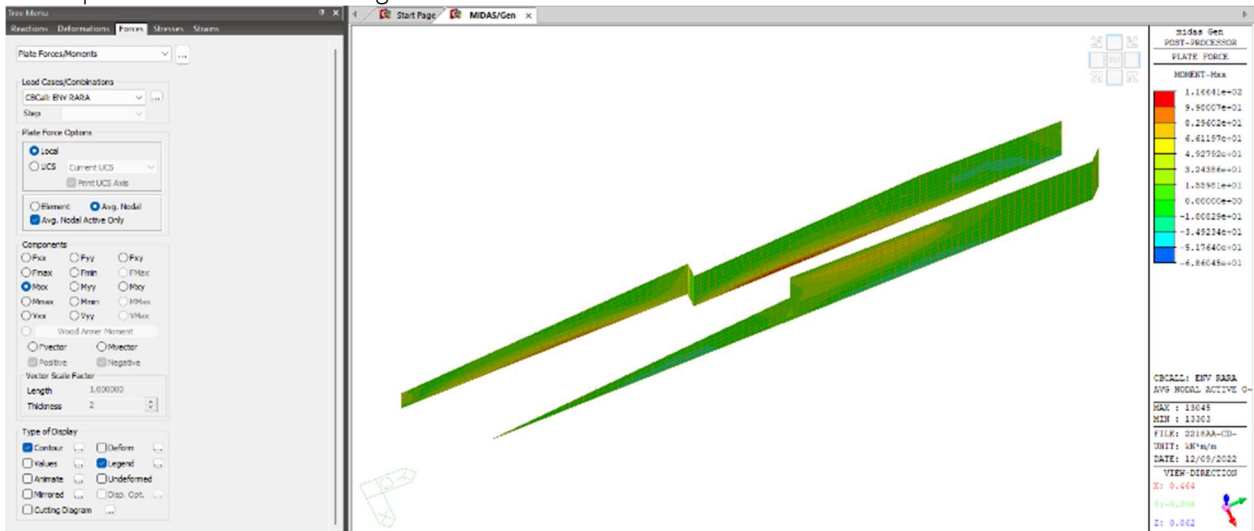


Figura 12-93 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 50 cm – ENV RARA

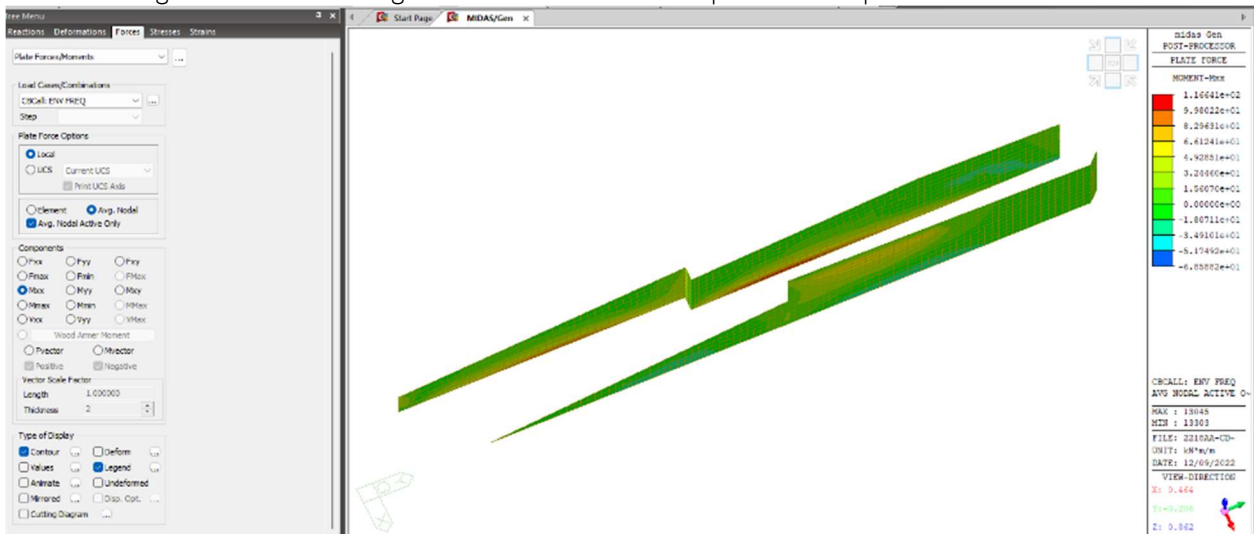


Figura 12-94 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 50 cm – ENV FREQ

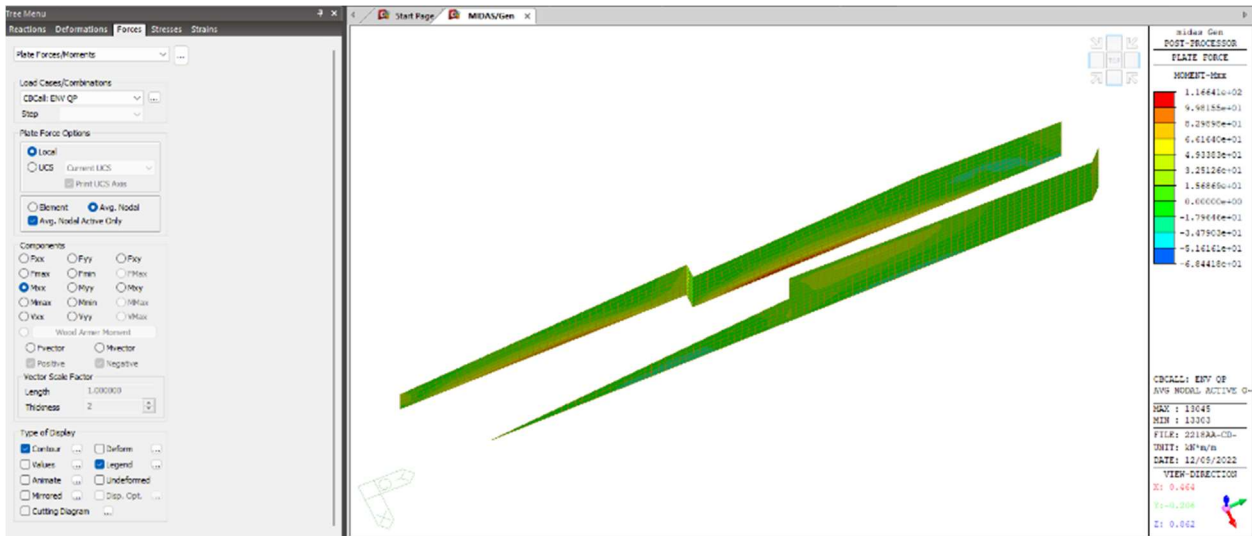


Figura 12-95 – Azioni generalizzate flessionali fuoripiano Muro sp 50 cm – ENV QUASI PERMANENTE

All'azione flettente M_{xx} , viene associata la relativa azione assiale F_{xx} da implementare nella verifica a presso/tenso flessione. Si decide di considerare la minima azione assiale di compressione, derivata dall'inviluppo delle combinazioni di carico (rara, quasi permanente, frequente), concomitante con la massima azione flettente, con approccio cautelativo. Le azioni membranali F_{xx} risultano quasi sempre di compressione, per le combinazioni di carico allo stato limite d'esercizio. Si registrano stati di trazione locali nell'intorno dei cambi di direzione del muro, che inducono sforzi nell'acciaio confrontabili con quelli ottenuti per le combinazioni sotto riportate.

Nel seguito le sollecitazioni considerate:

Sezione controterra

Combinazione rara: $M_{xx} = 110 \text{ kNm/m}$
 $F_{xx} = 15 \text{ kN/m}$ (compressione)

Combinazione frequente: analoga alla combinazione rara

Combinazione q,permanente: analoga alla combinazione rara

Sezione muro non di sostegno

Combinazione rara: $M_{xx} = 70 \text{ kNm/m}$
 $F_{xx} = 70 \text{ kN/m}$ (compressione)

Combinazione frequente: analoga alla combinazione rara

Combinazione q,permanente: analoga alla combinazione rara

Per il caso in esame, le azioni derivanti dagli inviluppi delle combinazioni rara, frequente e quasi permanente sono pressoché identiche, come si evince anche dalle Figura 12-93, Figura 12-94 e Figura 12-95.

Stato limite di limitazione delle tensioni: Sezione controterra

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 431) : C1-Muro

Section Type : Rectangular with Ties (RT)
 Section Depth (Hc) = 0.500 m.
 Section Width (Bc) = 1.000 m.
 Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.050 m.
 Concrete Strength (fck) = 32000.000 KPa.
 Modulus of Elasticity (Ec) = 33345764.463 KPa.
 Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
 Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
 Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
 Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 20 - 2 - P20 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.450	-0.200	1-P20	0.00031
2	-0.450	0.200	1-P20	0.00031
3	-0.350	0.200	1-P20	0.00031
4	-0.250	0.200	1-P20	0.00031
5	-0.150	0.200	1-P20	0.00031
6	-0.050	0.200	1-P20	0.00031
7	0.050	0.200	1-P20	0.00031
8	0.150	0.200	1-P20	0.00031
9	0.250	0.200	1-P20	0.00031
10	0.350	0.200	1-P20	0.00031
11	0.450	0.200	1-P20	0.00031
12	0.450	-0.200	1-P20	0.00031
13	0.350	-0.200	1-P20	0.00031
14	0.250	-0.200	1-P20	0.00031
15	0.150	-0.200	1-P20	0.00031
16	0.050	-0.200	1-P20	0.00031
17	-0.050	-0.200	1-P20	0.00031
18	-0.150	-0.200	1-P20	0.00031
19	-0.250	-0.200	1-P20	0.00031
20	-0.350	-0.200	1-P20	0.00031

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

- 2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
- 3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)
- 4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)

=====
 [[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
 =====

(). Calculate stress of Concrete.

- LCB = 4 (Frequent)
- k1 = 0.60000
- k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = 14.96 kN.
- Muy = 110.00 kN-m.
- Muz = 0.01 kN-m.
- fctm = $0.30 * f_{ck}^{(2/3)}$ = 3023.81052 KPa.
- fr1 = $(1.6 - H/1000) * f_{ctm}$ = 3326.19157 KPa.
- fr = -MAX[fctm, fr1] = -3326.19157 KPa.
- Area = 0.56909 m².
- y_bar = 0.50000 m.
- y' = 0.00000 m.
- y = 1.00000 m.
- z_bar = 0.25000 m.
- z' = 0.00000 m.
- z = 0.50000 m.
- Iyy = 0.01318 m⁴.
- Izz = 0.04737 m⁴.

- Ss_con (Tens.) = $Pu/Area + M_{uy} * (z' - z_{bar}) / I_{yy} + M_{uz} * (y' - y_{bar}) / I_{zz}$ = -2060.33253 KPa.
- Ss_con (Tens.) > fr ---> UnCracked Section !

- Ss_con (Comp.) = $Pu/Area + M_{uy} * (z - z_{bar}) / I_{yy} + M_{uz} * (y - y_{bar}) / I_{zz}$ = 2112.90864 KPa.
- Ss_con (Comp.) < k1*fck = 19200.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Reinforcement.

- LCB = 4
- k1 = 0.60000
- k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = 14.96 kN.
- Muy = 110.00 kN-m.
- Muz = 0.01 kN-m.
- n = 11.99553 (Long Term).
- Area = 0.56909 m².
- y_bar = 0.50000 m.
- z_bar = 0.25000 m.
- Iyy = 0.01318 m⁴.
- Izz = 0.04737 m⁴.
- Ss_stl = $n * (Pu/Area + M_{uy} * (z - z_{bar}) / I_{yy} + M_{uz} * (y - y_{bar}) / I_{zz})$ = 19708.93045 KPa.
- Ss_stl < k3*fyk = 360000.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

- LCB = 3 (Quasi-permanent)
- k2 = 0.45000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = 14.96 kN.
- Muy = 110.00 kN-m.
- Muz = 0.01 kN-m.
- Area = 0.56909 m².

- . y_bar = 0.50000 m.
 - . z_bar = 0.25000 m.
 - . lyy = 0.01318 m⁴.
 - . lzz = 0.04737 m⁴.
 - . Ss_con (Comp.) = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/lyy + Muz*(y-y_bar)/lzz = 2112.90864 KPa.
 Ss_con (Comp.) < k2*fck = 14400.00000 KPa. ---> O.K! and Linear Creep

Stato limite di fessurazione: Sezione controterra

=====
 [[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MAJOR AXIS.
 =====

(). Calculate crack width.

- . Ss_con (Tens.) < fr --> UnCracked Section (Do not check crack width.)
 - . wk = 0.0 m.

Stato limite di limitazione delle tensioni: Sezione muro non di sostegno

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 431) : C1-Muro

Section Type : Rectangular with Ties (RT)
 Section Depth (Hc) = 0.500 m.
 Section Width (Bc) = 1.000 m.
 Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.050 m.
 Concrete Strength (fck) = 32000.000 KPa.
 Modulus of Elasticity (Ec) = 33345764.463 KPa.
 Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
 Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
 Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
 Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 10 - 2 - P20 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.450	-0.200	1-P20	0.00031
2	-0.450	0.200	1-P20	0.00031
3	-0.225	0.200	1-P20	0.00031
4	0.000	0.200	1-P20	0.00031
5	0.225	0.200	1-P20	0.00031
6	0.450	0.200	1-P20	0.00031
7	0.450	-0.200	1-P20	0.00031
8	0.225	-0.200	1-P20	0.00031
9	0.000	-0.200	1-P20	0.00031
10	-0.225	-0.200	1-P20	0.00031

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
 3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)

4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
=====

(). Calculate stress of Concrete.

- LCB = 4 (Frequent)
- k1 = 0.60000
- k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = 69.81 kN.
- Muy = 70.00 kN-m.
- Muz = 0.07 kN-m.
- fctm = $0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ = 3023.81052 KPa.
- fr1 = $(1.6 - H/1000) \cdot f_{ctm}$ = 3326.19157 KPa.
- fr = -MAX[fctm, fr1] = -3326.19157 KPa.
- Area = 0.53454 m².
- y_bar = 0.50000 m.
- y' = 0.00000 m.
- y = 1.00000 m.
- z_bar = 0.25000 m.
- z' = 0.00000 m.
- z = 0.50000 m.
- Iyy = 0.01180 m⁴.
- Izz = 0.04516 m⁴.

- Ss_con (Tens.) = $Pu/Area + Muy \cdot (z' - z_bar)/Iyy + Muz \cdot (y' - y_bar)/Izz$ = -1353.37821 KPa.
- Ss_con (Tens.) > fr ---> UnCracked Section !

- Ss_con (Comp.) = $Pu/Area + Muy \cdot (z - z_bar)/Iyy + Muz \cdot (y - y_bar)/Izz$ = 1614.58885 KPa.
- Ss_con (Comp.) < k1*fck = 19200.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Reinforcement.

- LCB = 4
- k1 = 0.60000
- k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = 69.81 kN.
- Muy = 70.00 kN-m.
- Muz = 0.07 kN-m.
- n = 11.99553(Long Term).
- Area = 0.53454 m².
- y_bar = 0.50000 m.
- z_bar = 0.25000 m.
- Iyy = 0.01180 m⁴.
- Izz = 0.04516 m⁴.
- Ss_stl = $n \cdot (Pu/Area + Muy \cdot (z - z_bar)/Iyy + Muz \cdot (y - y_bar)/Izz)$ = 12675.13023 KPa.
- Ss_stl < k3*fyk = 360000.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

- LCB = 3 (Quasi-permanent)

- k2 = 0.45000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = 69.81 kN.

- Muy = 70.00 kN-m.

- Muz = 0.07 kN-m.

- Area = 0.53454 m².

- y_bar = 0.50000 m.

- z_bar = 0.25000 m.

- Iyy = 0.01180 m⁴.

- Izz = 0.04516 m⁴.

- Ss_con (Comp.) = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/Iyy + Muz*(y-y_bar)/Izz = 1614.58885 KPa.

Ss_con (Comp.) < k2*fck = 14400.00000 KPa. ----> O.K! and Linear Creep

Stato limite di fessurazione: Sezione muro non di sostegno

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MAJOR AXIS.
=====

(). Calculate crack width.

- Ss_con (Tens.) < fr --> UnCracked Section (Do not check crack width.)

- wk = 0.0 m.

12.5 Setto Deflusso Minimo Vitale

12.5.1 Verifiche di resistenza flessionale

Il setto di spessore pari a 30 cm regola il flusso minimo vitale della savanella in dx orografica.

Si riporta nel seguito la verifica a flessione nelle due direzioni principali. Si intende per asse locale x l'asse parallelo alle armature verticali e per asse locale y l'asse nella direzione ortogonale, parallelo alle armature orizzontali.

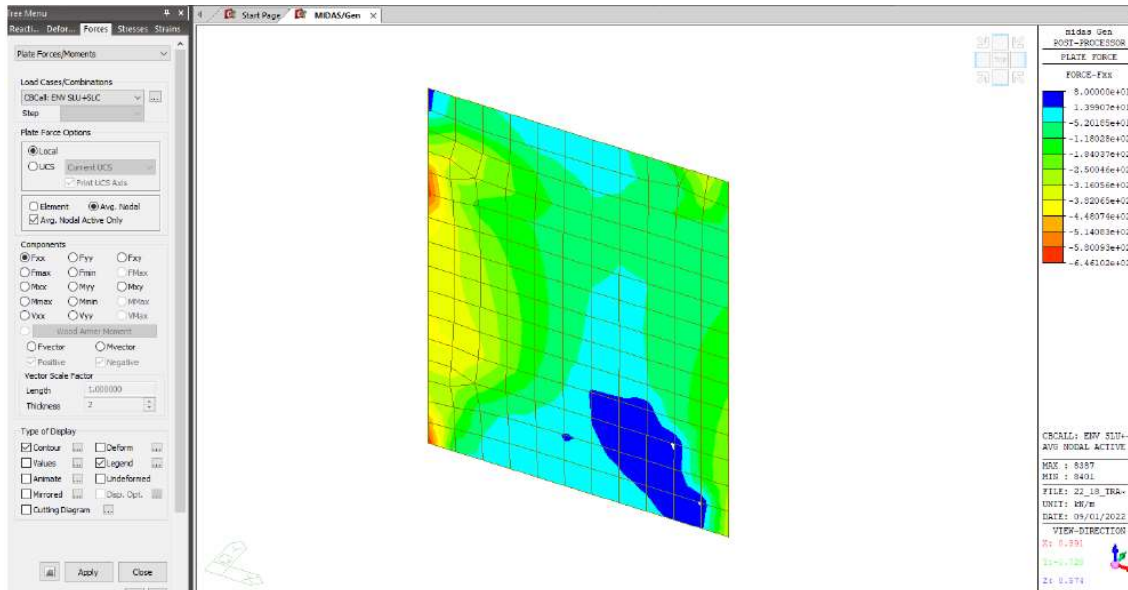


Figura 12-96 – Azioni generalizzate membranali FXX – ENV SLC+SLV

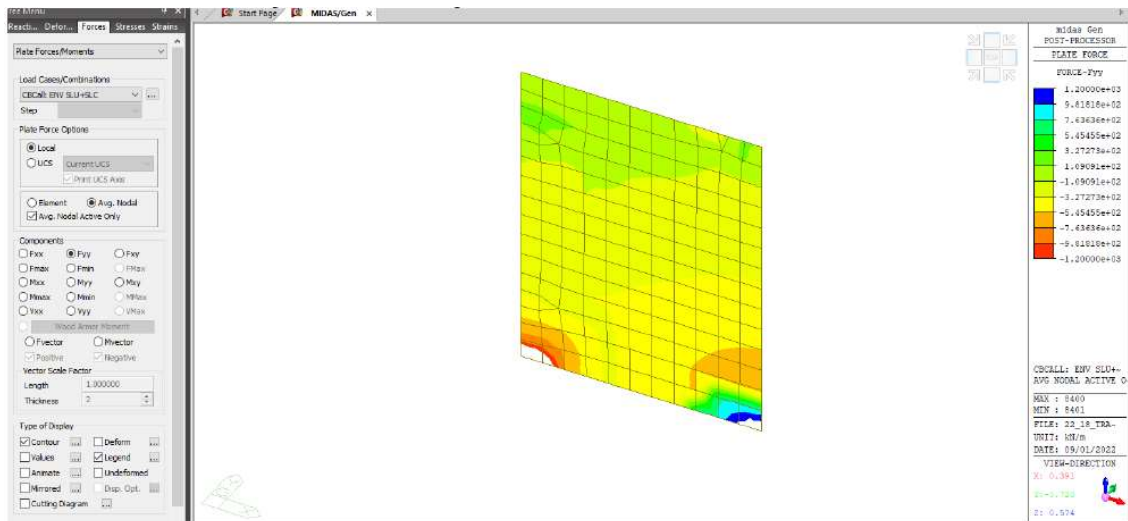


Figura 12-97 – Azioni generalizzate membranali FYY – ENV SLC+SLV

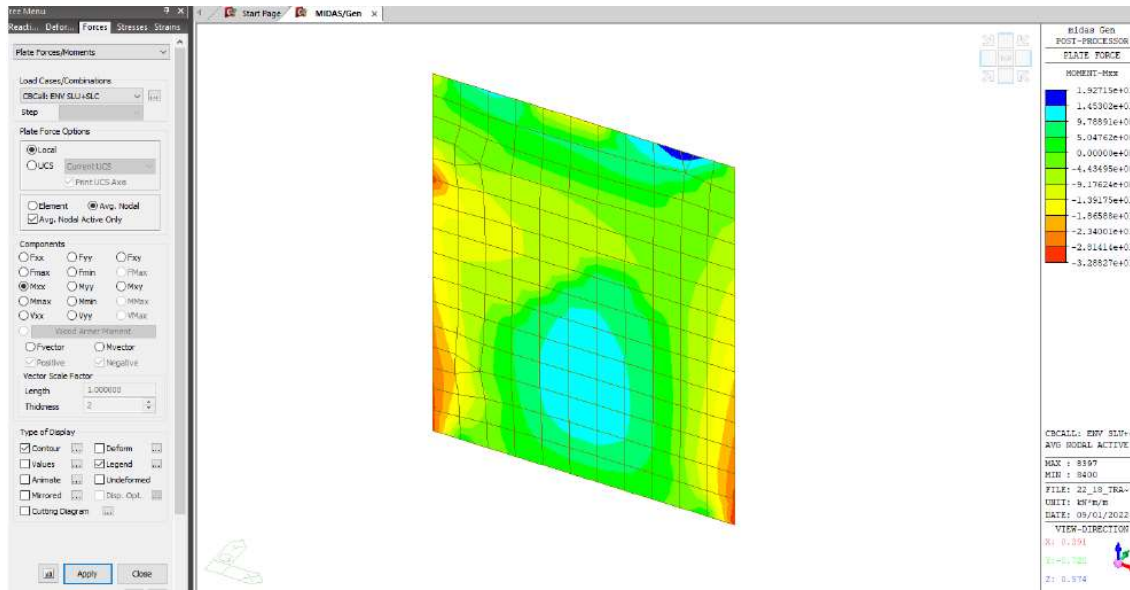


Figura 12-98 – Azioni generalizzate flessionali MXX – ENV SLC+SLV

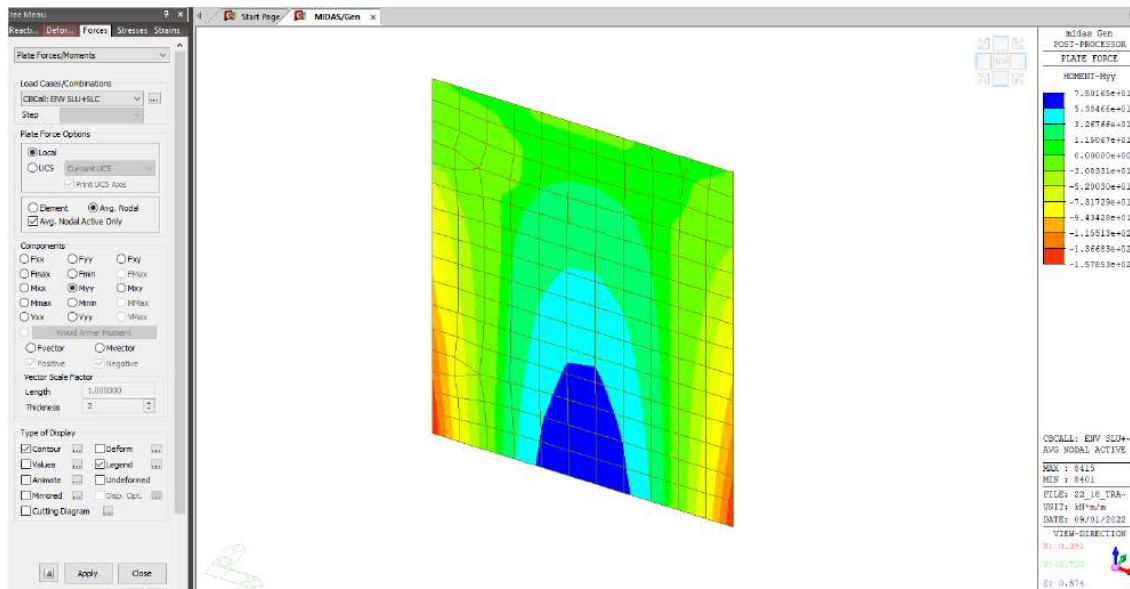


Figura 12-99 – Azioni generalizzate flessionali MY Y – ENV SLC+SLV

Il setto risulta armato con armature diffuse orizzontali f20/20 (ultimo tratto f 20/10) e verticali f16/10. Si dimostra che le azioni sollecitanti più sfavorevole per la sezione sono relative alle combinazioni allo stato limite di collasso SLC. Le verifiche a presso/tenso flessione vengono quindi condotte in riferimento al momento resistente in campo elastico.

Direzione X

Si dimostra che la sezione risulta verificata con la massima flessione in direzione x combinata, con approccio cautelativo, con la massima trazione evidenziata. Il tasso di sfruttamento risulta prossimo a 0.22.

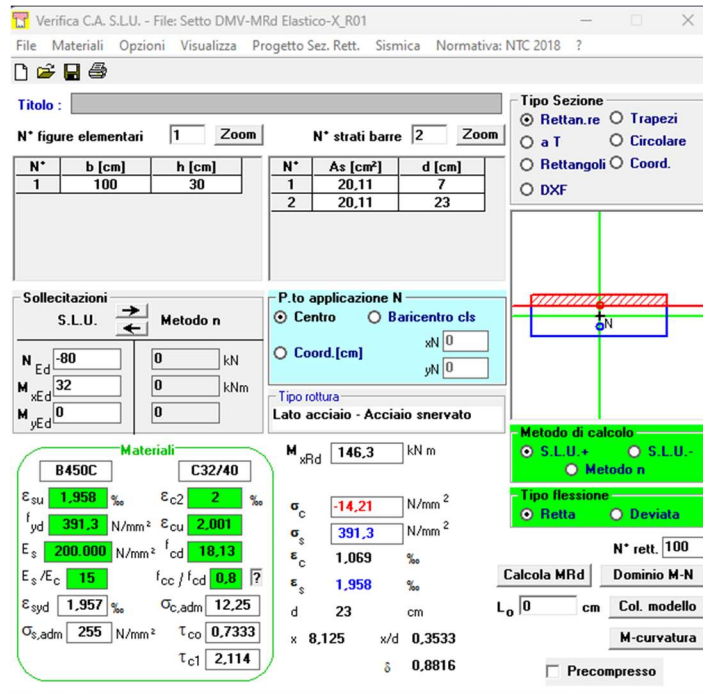


Figura 12-100 – Verifica a tenso flessione direzione X – Setto DMV

Direzione Y

Le sollecitazioni flettenti risultano preponderanti nella zona terminale del setto, in corrispondenza del bordo libero.

La verifica risulta soddisfatta, con tasso di sfruttamento minimo prossimo a 0.95.

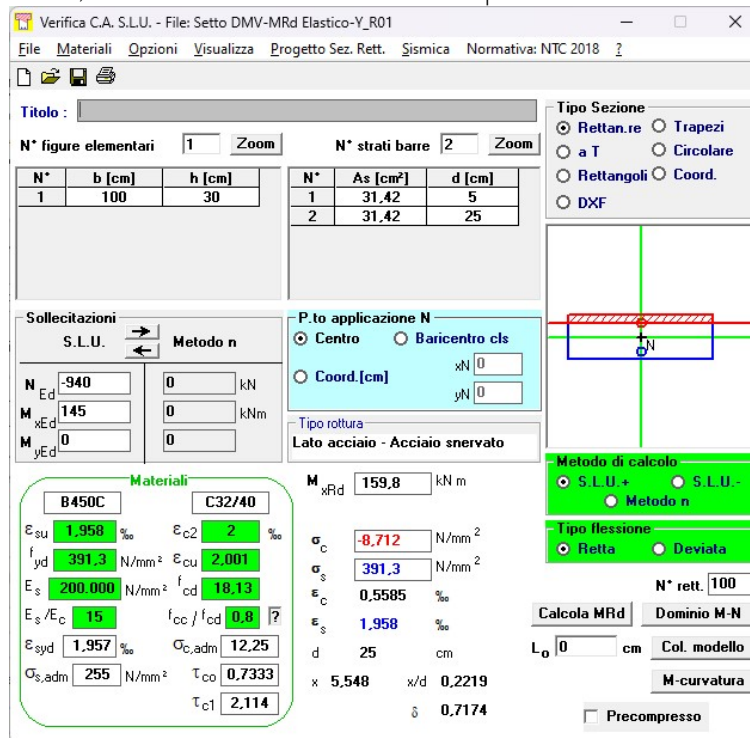


Figura 12-101 – Verifica a tenso flessione direzione Y – Setto DMV – Sezione bordo libero

12.5.2 Verifiche a taglio

In riferimento alle azioni taglianti, si ritiene significativo verificare la sezione verticale, di spessore pari a 30 cm e lunghezza unitaria, per il taglio biassiale fuori piano V_{yy} e nel piano F_{xy} . In questo caso, non essendo previste armature apposite a taglio fuori piano, si opta per combinare i tagli biassiali. Data l'esiguità del taglio fuori piano rispetto a quello nel piano, si ritiene tale semplificazione accettabile.

Il massimo taglio in direzione trasversale risulta pari a 110 kN/m mentre quello nel piano pari a 540 kN/m. Con approccio cautelativo, si ipotizza la contemporaneità nella stessa sezione dei massimi tagli di cui sopra nelle due direzioni ortogonali.

$$V_{Ed} = \text{radq}(145^2 + 600^2) = 617 \text{ kN/m}$$

Dati utente			
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	30,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	100,0	Altezza della sezione
d	cm	100,0	Altezza utile della sezione
s	cm	10,0	Passo delle staffe
ρ_l	%	0,42%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
A_{sw,eff}	cm ²	4,019	Area totale dei bracci di una staffatura a passo <i>s</i> effettivamente disposta dedicata al solo taglio
V_{Ed}	daN	61.700	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati			
V_{Rd} = v_{Rd} × b_w × d	daN	12.527	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura apposta
r₁ = V_{Rd} / V_{Ed}	n.o puro	0,20	occorre calcolare l'armatura
Controllo del "taglio compressione"			
v_{Rd,max} = v × f_{ctd}	daN/cm ²	47,0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo cot(θ) = 1 nella formula (4.1.19)
V_{Rcd,max} = v_{Rd,max} × b_w × d_w	daN	126.990	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
r₂ = V_{Rd} / V_{Rcd,max}	n.o puro	2,06	la sezione è sufficiente
Calcolo dell'armatura			
cot(θ) =	n.o puro	1,00	confronto con i limiti della formula (4.1.16); cotangente reale
θ =	gradi	45,00	in gradi; angolo reale
V_{Rcd} = f_{ctd} × b_w × d_w / (cot(θ) + tan(θ))	daN	126.990	Resistenza a "taglio compressione"
V_{Rsd} = A_{sw} × d_w × f_{yd} / (s × tan(θ))	daN	141.546	Resistenza a "taglio trazione"
r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}	n.o puro	2,06	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}	n.o puro	2,29	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Figura 12-102 – Verifica a taglio biassiale – ENV SLU+SLC

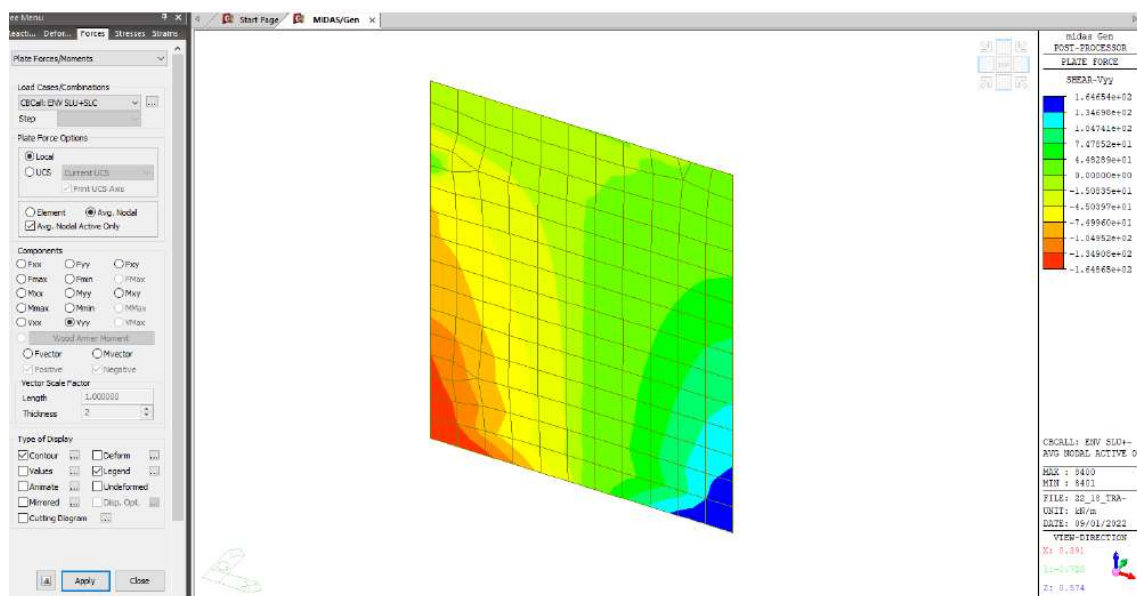


Figura 12-103 – Azioni generalizzate taglianti V_{yy} – ENV SLU+SLC

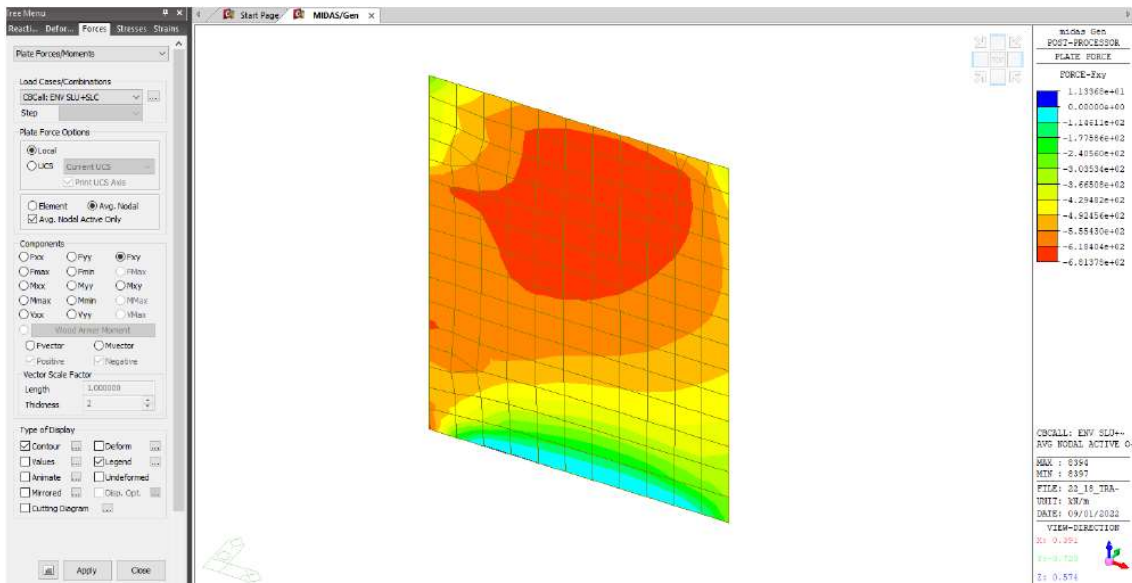


Figura 12-104 – Azioni generalizzate taglianti V_{xy} – ENV SLU+SLC

12.5.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di tenso flessione in direzione Y.

La sezione maggiormente sollecitata risulta in corrispondenza del bordo libero del setto:

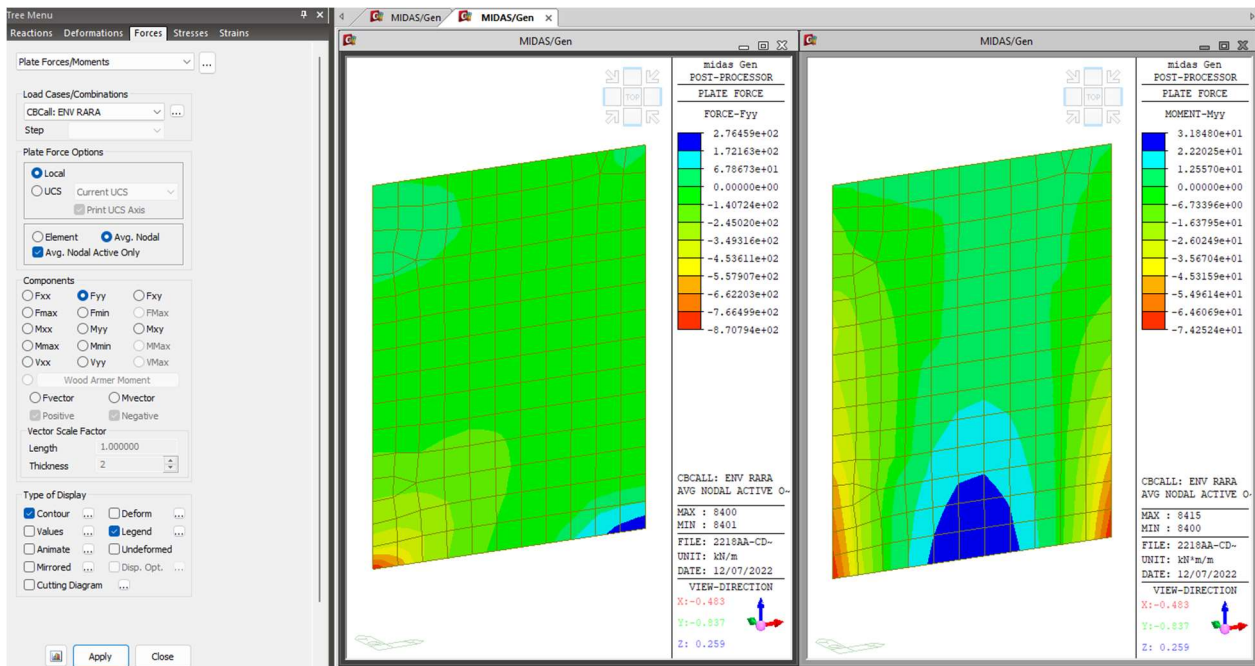


Figura 12-105 – Azioni generalizzate flessionali MYY e membranali YY– ENV RARA

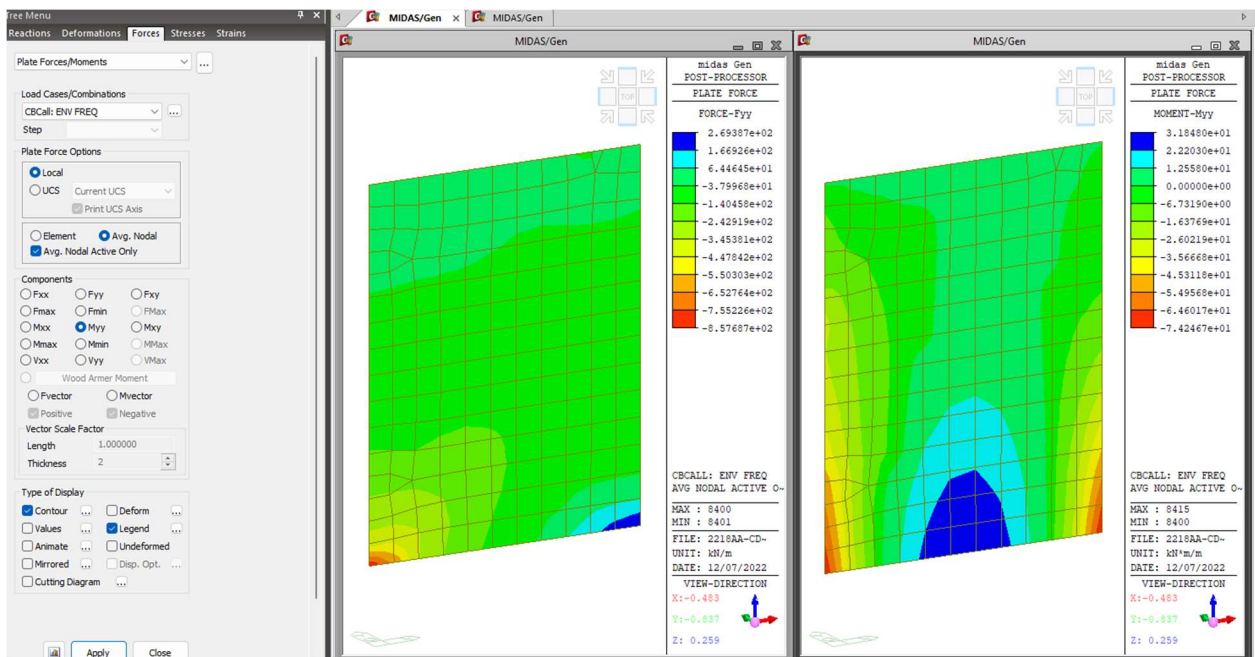


Figura 12-106 – Azioni generalizzate flessionali MYY e membranali YY– ENV FREQUENTE

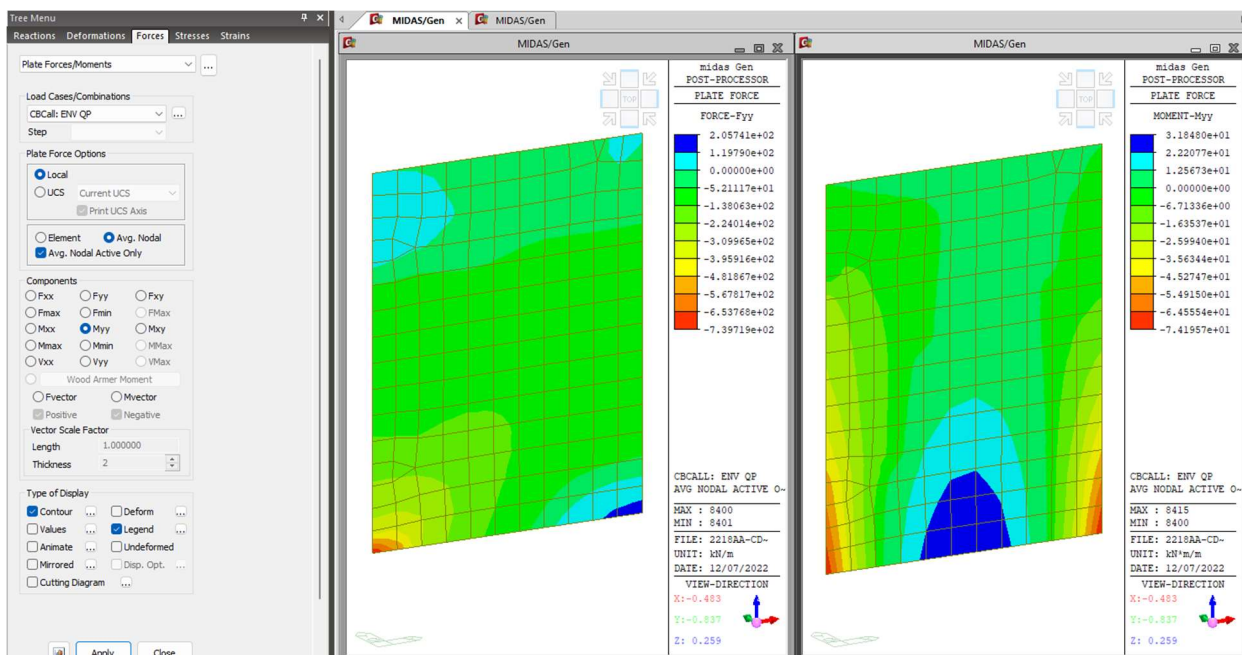


Figura 12-107 – Azioni generalizzate flessionali MYy e membranali YY– ENV QUASI PERMANENTE

All'azione flettente Myy, viene associata la relativa azione assiale Fyy da implementare nella verifica a presso/tenso flessione. Si decide di considerare la massima azione assiale di trazione, derivata dall'involuppo delle combinazioni di carico (rara, quasi permanente, frequente), concomitante con la massima azione flettente, con approccio cautelativo.

Nel seguito le sollecitazioni considerate:

Combinazione rara: $M_{yy} = 75 \text{ kNm/m}$
 $F_{yy} = 275 \text{ kN/m}$ (trazione)

Combinazione frequente: $M_{yy} = 70 \text{ kNm/m}$
 $F_{yy} = 269 \text{ kN/m}$ (trazione)

Combinazione q.permanente: $M_{yy} = 69 \text{ kNm/m}$
 $F_{yy} = 205 \text{ kN/m}$ (trazione)

Stato limite di limitazione delle tensioni

- *.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 431) : C1-Setto
 - Section Type : Rectangular with Ties (RT)
 - Section Depth (Hc) = 0.300 m.
 - Section Width (Bc) = 1.000 m.
 - Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.050 m.
 - Concrete Strength (fck) = 32000.000 KPa.
 - Modulus of Elasticity (Ec) = 33345764.463 KPa.
 - Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
 - Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
 - Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

- *.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
 - Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 20 - 2 - P20 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.450	-0.100	1-P20	0.00031
2	-0.450	0.100	1-P20	0.00031
3	-0.350	0.100	1-P20	0.00031
4	-0.250	0.100	1-P20	0.00031
5	-0.150	0.100	1-P20	0.00031
6	-0.050	0.100	1-P20	0.00031
7	0.050	0.100	1-P20	0.00031
8	0.150	0.100	1-P20	0.00031
9	0.250	0.100	1-P20	0.00031
10	0.350	0.100	1-P20	0.00031
11	0.450	0.100	1-P20	0.00031
12	0.450	-0.100	1-P20	0.00031
13	0.350	-0.100	1-P20	0.00031
14	0.250	-0.100	1-P20	0.00031
15	0.150	-0.100	1-P20	0.00031
16	0.050	-0.100	1-P20	0.00031
17	-0.050	-0.100	1-P20	0.00031
18	-0.150	-0.100	1-P20	0.00031
19	-0.250	-0.100	1-P20	0.00031
20	-0.350	-0.100	1-P20	0.00031

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

- 2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
- 3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)
- 4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
=====

(). Calculate stress of Concrete.

- LCB = 2 (Characteristic)
- k₁ = 0.60000
- k₃ = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- P_u = -273.79 kN.
- M_{uy} = 75.00 kN-m.
- M_{uz} = -0.34 kN-m.
- f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^(2/3) = 3023.81052 KPa.
- f_{rl} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 3930.95368 KPa.
- f_r = -MAX[f_{ctm}, f_{rl}] = -3930.95368 KPa.
- Area = 0.36909 m².
- y_{bar} = 0.50000 m.
- y' = 1.00000 m.

$$\begin{aligned} - . z_bar &= 0.15000 \text{ m.} \\ - . z' &= 0.00000 \text{ m.} \\ - . lyy &= 0.00294 \text{ m}^4. \\ - . lzz &= 0.03070 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - . Ss_con \text{ (Tens.)} &= Pu/Area + Muy*(z'-z_bar)/lyy + Muz*(y'-y_bar)/lzz = -4572.66838 \text{ KPa.} \\ Ss_con \text{ (Tens.)} &< fr \quad \text{---> Cracked Section !} \end{aligned}$$

[Dead Load Cases]

$$\begin{aligned} - . PuD &= -273.79 \text{ kN.} \\ - . MuyD &= 0.00000 \text{ kN-m.} \\ - . MuzD &= -0.3361 \text{ kN-m.} \\ - . n &= 11.99553 \text{ (Long Term).} \\ - . Acr &= 0.0757 \text{ m}^2. \\ - . y_bar &= 0.498 \text{ m.} \\ - . y' &= 0.950 \text{ m.} \\ - . y &= 0.000 \text{ m.} \\ - . z_bar &= 0.150 \text{ m.} \\ - . z' &= 0.050 \text{ m.} \\ - . z &= 0.300 \text{ m.} \\ - . lcr,y &= 0.0008 \text{ m}^4. \\ - . lcr,z &= 0.0063 \text{ m}^4. \\ - . Ss_conD &= PuD/Acr + MuyD*(z-z_bar)/lcr,y + MuzD*(y-y_bar)/lcr,z = -3590.51063 \text{ KPa.} \\ - . Ss_stlD &= n * (PuD/Acr + MuyD*(z'-z_bar)/lcr,y + MuzD*(y'-y_bar)/lcr,z) = -43678.00551 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

[Live Load Cases : Characteristic]

$$\begin{aligned} - . PuL &= -0.00000 \text{ kN.} \\ - . MuyL &= 75.0000 \text{ kN-m.} \\ - . MuzL &= 0.00000 \text{ kN-m.} \\ - . n &= 5.99776 \text{ (Short Term).} \\ - . Acr &= 0.1104 \text{ m}^2. \\ - . y_bar &= 0.500 \text{ m.} \\ - . y' &= 0.950 \text{ m.} \\ - . y &= 0.000 \text{ m.} \\ - . z_bar &= 0.224 \text{ m.} \\ - . z' &= 0.050 \text{ m.} \\ - . z &= 0.300 \text{ m.} \\ - . lcr,y &= 0.0007 \text{ m}^4. \\ - . lcr,z &= 0.0092 \text{ m}^4. \\ - . Ss_conL &= PuL/Acr + MuyL*(z-z_bar)/lcr,y + MuzL*(y-y_bar)/lcr,z = 7816.20840 \text{ KPa.} \\ - . Ss_stlL &= n * (PuL/Acr + MuyL*(z'-z_bar)/lcr,y + MuzL*(y'-y_bar)/lcr,z) = -107654.28642 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

[Etc. Load Cases]

$$\begin{aligned} - . PuE &= -0.00000 \text{ kN.} \\ - . MuyE &= 0.00000 \text{ kN-m.} \\ - . MuzE &= 0.00000 \text{ kN-m.} \\ - . n &= 5.99776 \text{ (Short Term).} \\ - . Acr &= 0.1104 \text{ m}^2. \\ - . y_bar &= 0.500 \text{ m.} \\ - . y' &= 0.950 \text{ m.} \\ - . y &= 0.000 \text{ m.} \\ - . z_bar &= 0.224 \text{ m.} \\ - . z' &= 0.050 \text{ m.} \\ - . z &= 0.300 \text{ m.} \\ - . lcr,y &= 0.0007 \text{ m}^4. \\ - . lcr,z &= 0.0092 \text{ m}^4. \\ - . Ss_conE &= PuE/Acr + MuyE*(z-z_bar)/lcr,y + MuzE*(y-y_bar)/lcr,z = 0.00000 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

$$-. Ss_stlE = n * (PuE/Acr + MUYE*(z'-z_bar)/lcr,y + MuzE*(y'-y_bar)/lcr,z) = 0.00000 \text{ KPa.}$$

$$-. Ss_con = | Ss_conD + Ss_conL + Ss_conE | = 4225.69777 \text{ KPa.}$$

$$-. Ss_stl = | Ss_stlD + Ss_stlL + Ss_stlE | = 151332.29193 \text{ KPa.}$$

$$Ss_con < k1*fck = 19200.00000 \text{ KPa.} \text{ ---> O.K!}$$

$$Ss_stl < k3*fyk = 360000.00000 \text{ KPa.} \text{ ---> O.K!}$$

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

$$-. LCB = 3 \text{ (Quasi-permanent)}$$

$$-. k2 = 0.45000$$

(Assumed Uncracked Section)

$$-. Pu = -204.10 \text{ kN.}$$

$$-. Muy = 69.00 \text{ kN-m.}$$

$$-. Muz = -0.25 \text{ kN-m.}$$

$$-. Area = 0.36909 \text{ m}^2.$$

$$-. y_bar = 0.50000 \text{ m.}$$

$$-. z_bar = 0.15000 \text{ m.}$$

$$-. Iyy = 0.00294 \text{ m}^4.$$

$$-. Izz = 0.03070 \text{ m}^4.$$

$$-. Ss_con \text{ (Comp.)} = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/Iyy + Muz*(y-y_bar)/Izz = 2970.47033 \text{ KPa.}$$

$$Ss_con \text{ (Comp.)} < k2*fck = 14400.00000 \text{ KPa.} \text{ ---> O.K! and Linear Creep}$$

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MAJOR AXIS.
=====

(). Calculate crack width.

$$-. Ss_con \text{ (Tens.)} < fr \text{ --> UnCracked Section (Do not check crack width.)}$$

$$-. wk = 0.0 \text{ m.}$$

13 MURI ANDATORI E MURI DI SOSTEGNO CICLABILE

Di seguito si riportano le analisi e le verifiche dei due muri andatori, Est ed Ovest, posizionati sulla destra orografica in adiacenza la traversa. Lo studio dei manufatti è stato svolto mediante l'utilizzo del programma di calcolo dedicato MAX 16.0

13.1 Normativa di riferimento e formulazioni adottate nell'analisi delle spinte

Di seguito si illustrano le formulazioni adottate per determinare le spinte sui manufatti.

- Metodo di calcolo spinta statica: Teoria di Rankine, regime di spinta attiva
- Metodo di calcolo spinta sismica: Teoria di Mononobe-Okabe
- Normativa di riferimento: NTC 2018 + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7
- Metodo di calcolo capacità portante: Teoria di Hansen (coeff. per fondazione nastriforme)
- Metodo di calcolo stabilità globale: Metodo di Bishop

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$g_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$g_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$g_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$g_{G2,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$g_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$g_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$g_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$g_{QT,sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$g_{\tan(\varphi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	g_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	g_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	g_g	1.00	1.00	1.00	1.00

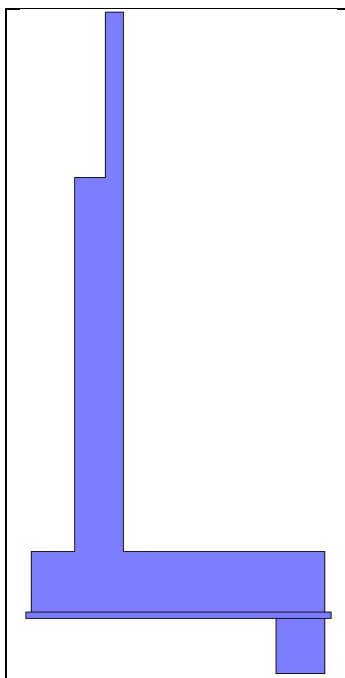
Coeff. parziali g_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

13.2 Muro andatore Est

13.2.1 Caratteristiche geometriche

Lunghezza muro (m): 1.00			
Paramento		Fondazione	
Materiale	30/37	Materiale	C32/40
Altezza paramento (m)	8.80	Lunghezza mensola di valle (m)	0.70
Altezza paramento libero (m)	7.80	Lunghezza mensola di monte (m)	3.20
Spessore sezione 1 (m)	0.30	Spessore fondazione (m)	0.80
Altezza sezione 1 (m)	2.70	Spessore tacco di fondazione (m)	1.00
Spessore sezione 2 (m)	0.80	Profondità tacco fondazione (m)	0.80
Altezza sezione 2 (m)	6.10	Inclinazione piano di posa (°)	0.00
		Lunghezza totale (m)	5.50
		Spessore magrone (m)	0.10



13.2.2 Parametri geotecnici e sismici

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	f [°]	d [°]	c [kPa]
1	Rinterro	19,00	19,00	35	23.3	0
2	Deposito ghiaia	20,00	20,00	36	36.0	0

Stratigrafia adotta per il calcolo (q.ta riferimento intradosso fondazione +363.00mslm):

n°	Spessore H [m]	a [°]	Terreno
1	6,70	0.000	Rinterro
2	10,00	0.000	Deposito ghiaia

Nei calcoli si considera la falda posta in corrispondenza dei seguenti livelli:

- Condizioni ordinarie di esercizio: +365.00m (+2m rispetto intradosso fondazione)
- Condizione eccezionale: +368.26m (+5.26m rispetto intradosso fondazione)

Dati sismici:

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	ag	[m/s ²]	2.390	0.990
Accelerazione al suolo	ag/g	[%]	0.244	0.101
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.440	2.469
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.283	0.263
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.343
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite	Coeff. di riduzione bm	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	12.436	6.218
Ultimo - Ribaltamento	0.570	18.655	9.327
Esercizio	0.470	7.115	3.557

13.2.3 Condizioni di carico e combinazioni

Condizioni di calcolo:

Condizione n° 1 (Q traffico 25kPa) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Destinazione	Punto applicazione X Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]
1	Concentrato (Rif. 5.1.3.10)	Paramento	0,00; 0,00	1,5000	0,0000	1,6500

Carichi sul terreno

n°	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Unif. Distribuito	0,00	20,00	25,0000	25,0000

Condizione n° 2 (Q folla) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Destinazione	Punto applicazione X Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]
1	Concentrato (Rif. 5.1.3.10)	Paramento	0,00; 0,00	1,5000	0,0000	1,6500

Carichi sul terreno

n°	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Unif. Distribuito	0,00	20,00	10,0000	10,0000

13.2.4 Sollecitazioni di verifica

Di seguito riportano le sollecitazioni maggiormente gravose ai fini delle diverse verifiche.

13.2.4.1.1 Condizioni ordinarie (falda +363.00)

Elemento strutturale	Comb.	Mmax [kNm/m]	Vmax [kN/m]	N [kN/m]
Paramento (s=0.30m)	Comb. 2 – STR (A1+M1+R3)	55.0	50.0	25.0
	Comb. 22 - SLE (Rara)	40.0	35.0	20.0
	Comb. 3 – STR (A1+M1+R3) H+V	35.0	35.0	20.0
Paramento (s=0.80m)	Comb. 2 – STR (A1+M1+R3)	1060.0	325.0	140.0
	Comb. 22 - SLE (Rara)	775.0	245.0	145.0
	Comb. 3 – STR (A1+M1+R3) H+V	780.0	260.0	140.0
Fondazione	Comb. 2 - STR (A1+M1+R3)	750.0	280.0	-
	Comb. 22 - SLE (Rara)	235.0	165.0	-
	Comb. 4 – STR (A1+M1+R3) H-V	625.0	250.0	-

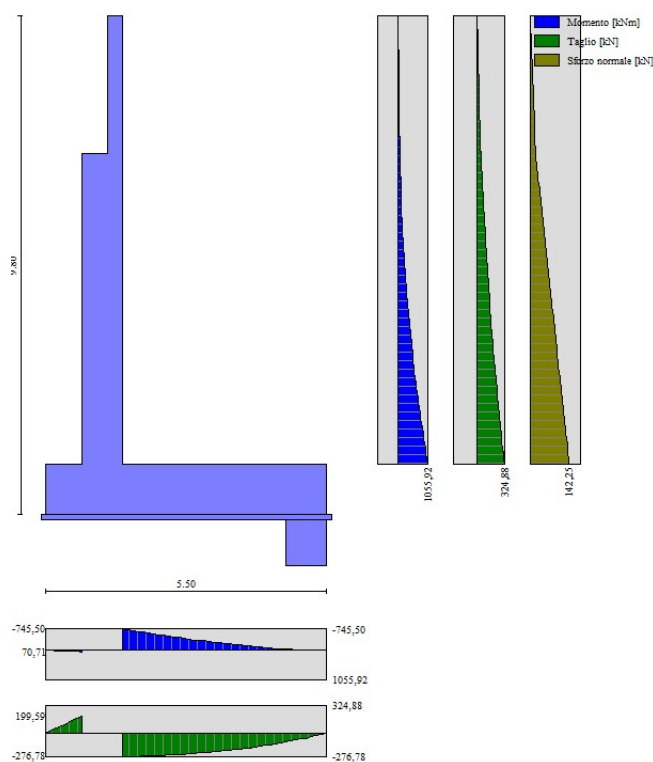


Figura 13-1 Comb. 2-STR (A1+M1+R3)

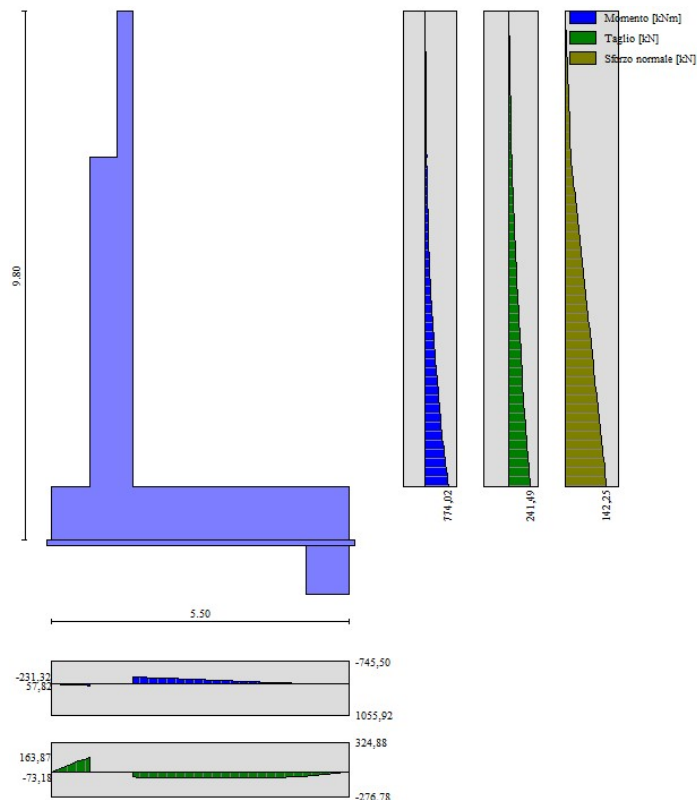


Figura 13-2 Comb. 22-SLE Rara

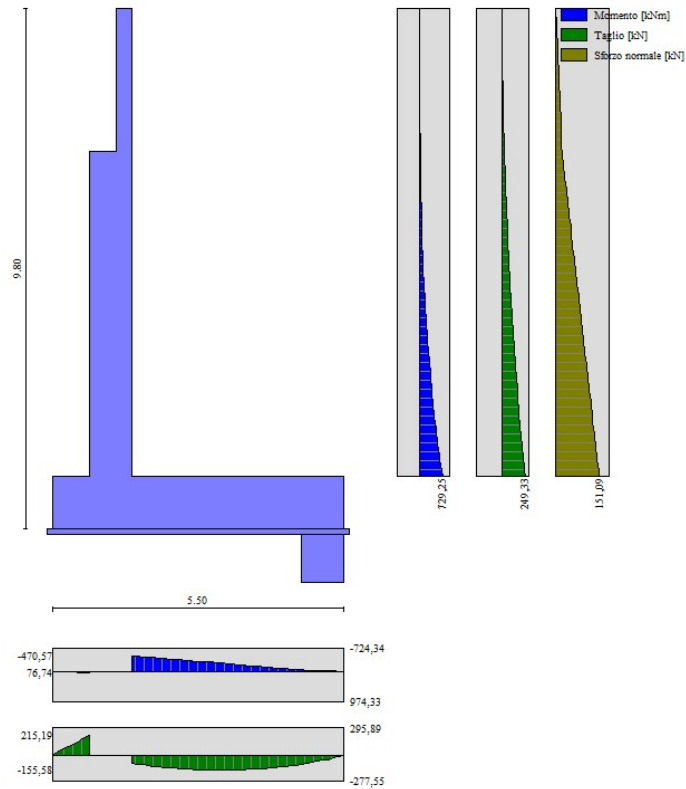


Figura 13-3 Comb. 4 - STR (A1+M1+R3) H+V

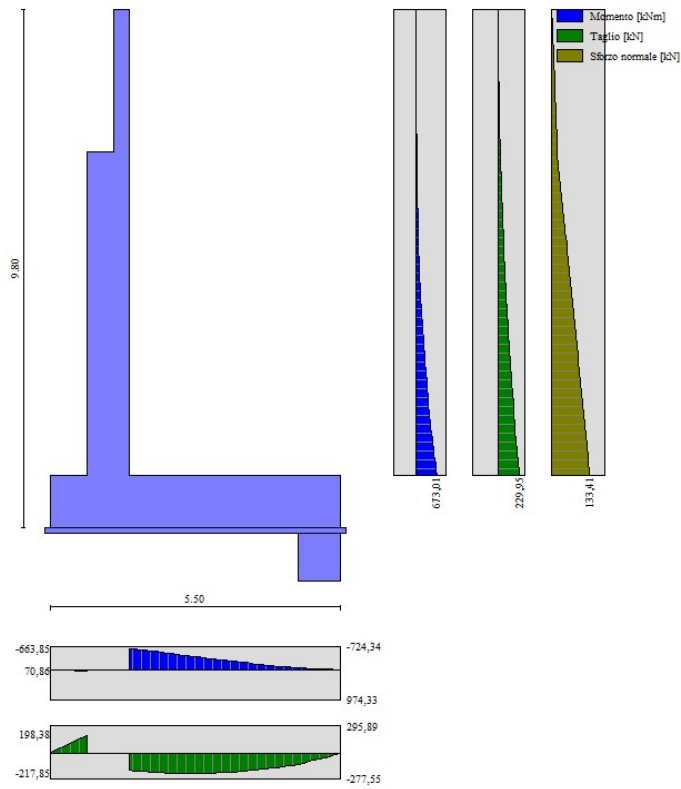


Figura 13-4 Comb. 5 – STR (A1+M1+R3) H-V

13.2.4.1.2 Condizioni eccezionali (falda +368.26)

Elemento strutturale	Comb.	Mmax [kNm/m]	Vmax [kN/m]	N [kN/m]
Paramento (s=0.30m)	Comb. 2 – STR (A1+M1+R3)	40.0	35.0	20.0
Paramento (s=0.80m)	Comb. 2 – STR (A1+M1+R3)	900.0	315.0	140.0
Fondazione	Comb. 2 - STR (A1+M1+R3)	460.0	150.0	-

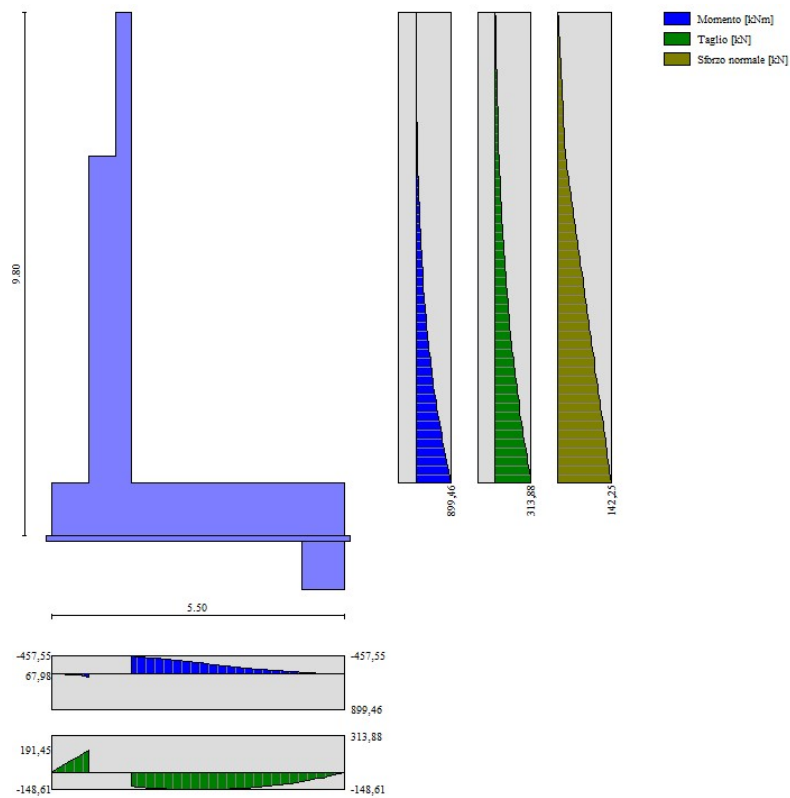


Figura 13-5 Comb. 2 – STR (A1+M1+R3) Eccezionale

13.2.5 Verifiche Strutturali STR

Verifica paramento verticale (s=0.30m)

- Armatura verticale a flessione: armatura simmetrica 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio (spilli): Ø8/40x40cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	30	4.0	24.2	21.8
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
[mm]	[cm]	[cm ²]		
5	20	5.8	15.71	
5	20	24.2	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	
2.5	8	40	90	1.26

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
M _{Ek} 40 [kNm]	M _{Ed} 55 [kNm]	
N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ed} 0.0 [kN]	
tensioni e fessure		
M _{dec} 0.0 [kNm]	V _{Ed} 40 [kN]	
M _{cr} 45.1 [kNm]	presso-flessione	
y _n -6.92 [cm]	M _{Rd} 141.5 [kNm]	
σ _{c,min} -4.0 [MPa]	FS 2.57	
σ _{s,min} -17.1 [MPa]	taglio	
σ _{s,max} 120.9 [MPa]	V _{Rdc} 154.3 [kN]	
k ₂ 0.5	non serve armatura a taglio	
ε _{sm-ε_{cm}} - [%]	V _{Rds} 57.4 [kN]	
S _{r,max} - [cm]	V _{Rdmax} 816.6 [kN]	
W _k - [mm]	θ 25.0 [°]	
	θ _{calcolato} 6.4 [°]	
	θ _{inf} 21.8 [°]	
	θ _{sup} 45 [°]	
	sezione duttile	
	ai 24.2 [cm]	

verifica DM08	
tipo di rottura	2
1	lato acciaio
2	lato cls - acciaio snervato
3	lato cls - acciaio elastico
4	sez. tot. compressa
contributo A _{sl}	
sceita	si
angolo θ	
sceita	imposto
θ _{imposto}	25 [°]
θ _{calcolato}	6.4 [°]
θ _{inf}	21.8 [°]
θ _{sup}	45 [°]

materiali		
calcestruzzo	acciaio	
R _{ck} 40 [MPa]	f _{yk} 450 [MPa]	
f _{ck} 33.2 [MPa]	γ _s 1.15	
γ _c 1.5	f _{yd} 391.3 [MPa]	
α _{cc} 0.85	E _s 210000 [MPa]	
f _{cd} 18.8 [MPa]	ε _{uk} 75 [%]	
v 0.520		
ε _{c2} 2.0 [%]		
ε _{cu2} 3.5 [%]		
α _e 15.0		
k _t 0.4		
k ₁ 0.8		
k ₃ 3.4		
k ₄ 0.425		
	valori limite	
	0,55 f _{ck}	18.3 [MPa]
	0,75 f _{yk}	337.5 [MPa]
	W _{k,lim}	0.2 [mm]

legenda	
	<p>d riferito all'asse barra</p> <p>c copriferro netto</p> <p>M >0, se tese fibre inferiori</p> <p>N >0, se di trazione</p> <p>V in valore assoluto</p> <p>A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement</p>
	<p>α_{cc} coeff. effetti a lungo termine</p> <p>v coeff. riduzione resistenza bielle</p> <p>α_e =E_s/E_c</p> <p>k_t 0.6 azioni di breve durata</p> <p>0.4 azioni di lunga durata</p> <p>k₁ 0.8 barre aderenza migliorata</p> <p>1.6 barre lisce</p> <p>k₂ 0.5 flessione</p> <p>(s₁+s₂)/2s₀ trazione eccentrica</p> <p>1 trazione pura</p> <p>k₃ 3.4</p> <p>k₄ 0.425</p> <p>σ >0 se di trazione</p> <p>ai traslazione armatura longitudinale</p>

Figura 13-6 Verifica paramento (s=0.30m) Comb. SLU + SLE-Rara

Verifica paramento verticale (s=0.80m)

- Armatura verticale a flessione:
- Armatura a taglio (spilli):

lato rinterro: 1Ø26/10cm
 Lato altezza libera: 1Ø26/20cm
 Ø10/40x40cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	4.0	73.7	66.3
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
[mm]	[cm]	[cm ²]		
10	26	6.3	53.09	
5	26	73.7	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	
2.5	10	20	90	1.96

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
M _{Ek} -775 [kNm]	M _{Ed} -1060 [kNm]	
N _{Ek} -100 [kN]	N _{Ed} 0.0 [kN]	
tensioni e fessure		
M _{dec} -14.3 [kNm]	V _{Ed} 325 [kN]	
M _{cr} -383.1 [kNm]	presso-flessione	
y _n 14.08 [cm]	M _{Rd} -1434.3 [kNm]	
σ _{c,min} -7.7 [MPa]	FS 1.35	
σ _{s,min} -87.8 [MPa]	taglio	
σ _{s,max} 213.7 [MPa]	V _{Rdc} 387.5 [kN]	
k ₂ 0.5	non serve armatura a taglio	
ε _{sm-ε_{cm}} 0.75 [%]	V _{Rds} 546.5 [kN]	
S _{r,max} 30.1 [cm]	V _{Rdmax} 2487.0 [kN]	
W _k 0.227 [mm]	θ 25.0 [°]	
	θ _{calcolato} 11.4 [°]	
	θ _{inf} 21.8 [°]	
	θ _{sup} 45 [°]	
	sezione duttile	
	ai 73.7 [cm]	

verifica DM08	
tipo di rottura	2
1	lato acciaio
2	lato cls - acciaio snervato
3	lato cls - acciaio elastico
4	sez. tot. compressa
contributo A _{sl}	
sceita	si
angolo θ	
sceita	imposto
θ _{imposto}	25 [°]
θ _{calcolato}	11.4 [°]
θ _{inf}	21.8 [°]
θ _{sup}	45 [°]

materiali		
calcestruzzo	acciaio	
R _{ck} 40 [MPa]	f _{yk} 450 [MPa]	
f _{ck} 33.2 [MPa]	γ _s 1.15	
γ _c 1.5	f _{yd} 391.3 [MPa]	
α _{cc} 0.85	E _s 210000 [MPa]	
f _{cd} 18.8 [MPa]	ε _{uk} 75 [%]	
v 0.520		
ε _{c2} 2.0 [%]		
ε _{cu2} 3.5 [%]		
α _e 15.0		
k _t 0.4		
k ₁ 0.8		
k ₃ 3.4		
k ₄ 0.425		
	valori limite	
	0,55 f _{ck}	18.3 [MPa]
	0,75 f _{yk}	337.5 [MPa]
	W _{k,lim}	0.3 [mm]

legenda	
	<p>d riferito all'asse barra</p> <p>c copriferro netto</p> <p>M >0, se tese fibre inferiori</p> <p>N >0, se di trazione</p> <p>V in valore assoluto</p> <p>A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement</p>
	<p>α_{cc} coeff. effetti a lungo termine</p> <p>v coeff. riduzione resistenza bielle</p> <p>α_e =E_s/E_c</p> <p>k_t 0.6 azioni di breve durata</p> <p>0.4 azioni di lunga durata</p> <p>k₁ 0.8 barre aderenza migliorata</p> <p>1.6 barre lisce</p> <p>k₂ 0.5 flessione</p> <p>(s₁+s₂)/2s₀ trazione eccentrica</p> <p>1 trazione pura</p> <p>k₃ 3.4</p> <p>k₄ 0.425</p> <p>σ >0 se di trazione</p> <p>ai traslazione armatura longitudinale</p>

Figura 13-7 Verifica paramento (s=0.80m) Comb. SLU + SLE-Rara

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	4.0	73.7	66.3
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
[mm]	[cm]	[cm ²]		
10	26	6.3	53.09	
5	26	73.7	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	
2.5	10	20	90	1.96

sollecitazioni e risultati		
SLE	SIU	
M _{Ek} -540 [kNm]	M _{Ed} 0 [kNm]	
N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ed} 0.0 [kN]	
tensioni e fessure		
M _{dec} 0.0 [kNm]	V _{Ed} 0 [kN]	
M _{cr} -368.8 [kNm]	presso-flessione	
	M _{Rd} [kNm]	
	FS	
taglio		
y _n 14.98 [cm]	V _{Rdc} 387.5 [kN]	
$\sigma_{c,min}$ -5.3 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$ -59.5 [MPa]	V _{Rds} 546.5 [kN]	
$\sigma_{s,max}$ 154.7 [MPa]	V _{Rdmax} 2487.0 [kN]	
	θ 25.0 [°]	
k ₂ 0.5	θ 25.0 [°]	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.47 [%]	sezione duttile	
S _{r,max} 30.1 [cm]	ai 73.7 [cm]	
W _k 0.142 [mm]		

verifica DM08	
tipo di rottura	
1	lato acciaio
2	lato cls - acciaio snervato
3	lato cls - acciaio elastico
4	sez. tot. compressa
contributo A _{s1}	
scelta	si
angolo θ	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	25 [°]
$\theta_{calcolato}$	11.4 [°]
θ_{inf}	21.8 [°]
θ_{sup}	45 [°]

materiali	
calcestruzzo	acciaio
R _{ck} 40 [MPa]	f _{yk} 450 [MPa]
f _{ck} 33.2 [MPa]	γ_s 1.15
γ_c 1.5	f _{yd} 391.3 [MPa]
α_{cc} 0.85	E _s 210000 [MPa]
f _{cd} 18.8 [MPa]	ϵ_{uk} 75 [%]
v 0.520	
ϵ_{c2} 2.0 [%]	
ϵ_{cu2} 3.5 [%]	
α_e 15.0	
k _t 0.4	valori limite
k ₁ 0.8	0,55 f _{ck} 18.3 [MPa]
k ₃ 3.4	0,75 f _{yk} 337.5 [MPa]
k ₄ 0.425	W _{k,lim} 0.2 [mm]

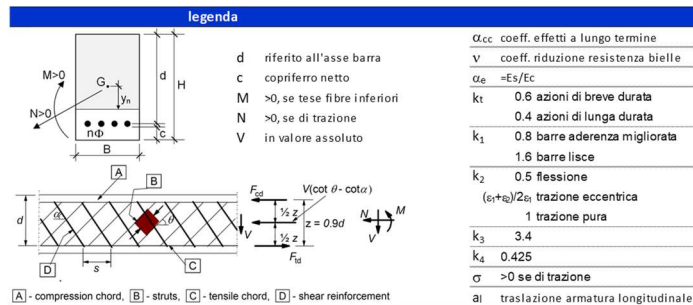


Figura 13-8 Verifica paramento (s=0.80m) SLE-Quasi permanente

Verifica fondazione

- Armatura verticale a flessione:
- Armatura a taglio (spilli):

armatura simmetrica 1Ø20/20cm
 Ø12/40x40cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	100	4.0	93.8	84.4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
[mm]	[cm]	[cm ²]		
10	20	6.2	31.42	
5	20	93.8	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	
2.5	12	40	90	2.83

sollecitazioni e risultati		
SLE	SIU	
M _{Ek} -240 [kNm]	M _{Ed} -750 [kNm]	
N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ed} 0.0 [kN]	
tensioni e fessure		
M _{dec} 0.0 [kNm]	V _{Ed} 280 [kN]	
M _{cr} -504.4 [kNm]	presso-flessione	
	M _{Rd} -1110.4 [kNm]	
	FS 1.48	
taglio		
y _n 26.03 [cm]	V _{Rdc} 367.2 [kN]	
$\sigma_{c,min}$ -2.0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$ -22.6 [MPa]	V _{Rds} 550.1 [kN]	
$\sigma_{s,max}$ 88.8 [MPa]	V _{Rdmax} 2972.3 [kN]	
	θ 23.0 [°]	
k ₂ 0.5	θ 23.0 [°]	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	sezione duttile	
S _{r,max} - [cm]	ai 93.8 [cm]	
W _k - [mm]		

verifica DM08	
tipo di rottura	
2	
1	lato acciaio
2	lato cls - acciaio snervato
3	lato cls - acciaio elastico
4	sez. tot. compressa
contributo A _{s1}	
scelta	si
angolo θ	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	23 [°]
$\theta_{calcolato}$	9.7 [°]
θ_{inf}	21.8 [°]
θ_{sup}	45 [°]

materiali	
calcestruzzo	acciaio
R _{ck} 40 [MPa]	f _{yk} 450 [MPa]
f _{ck} 33.2 [MPa]	γ_s 1.15
γ_c 1.5	f _{yd} 391.3 [MPa]
α_{cc} 0.85	E _s 210000 [MPa]
f _{cd} 18.8 [MPa]	ϵ_{uk} 75 [%]
v 0.520	
ϵ_{c2} 2.0 [%]	
ϵ_{cu2} 3.5 [%]	
α_e 15.0	
k _t 0.4	valori limite
k ₁ 0.8	0,55 f _{ck} 18.3 [MPa]
k ₃ 3.4	0,75 f _{yk} 337.5 [MPa]
k ₄ 0.425	W _{k,lim} 0.2 [mm]

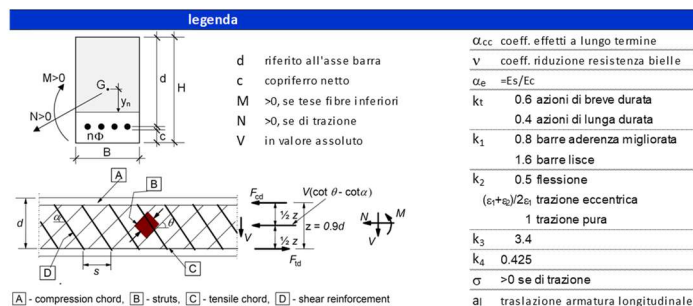


Figura 13-9 Verifica fondazione (s=1.0m) Comb. SLU + SLE-Rara

13.2.6 Verifiche geotecniche GEO

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1,368	3,040	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		1,309	2,239	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)		1,341	2,660	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		1,760	3,363	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		1,635	3,491	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		1,492	3,037	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		1,622	2,474	--	--	--	--
8	STR (A1-M1-R3)		1,523	2,499	--	--	--	--
9	STR (A1-M1-R3)		1,409	2,263	--	--	--	--
10	STR (A1-M1-R3)		1,697	2,938	--	--	--	--
11	STR (A1-M1-R3)		1,584	3,001	--	--	--	--
12	STR (A1-M1-R3)		1,454	2,674	--	--	--	--
13	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,650	--	--
14	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,503	--	--
15	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,584	--	--
16	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2,885	--	--	--
17	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2,592	--	--	--
18	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2,747	--	--	--

Tabella 13-1 Condizioni Ordinarie Verifiche GEO in assenza di sisma

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
4	STR (A1-M1-R3)	H + V	1,216	1,964	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)	H - V	1,135	1,946	--	--	--	--
18	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1,615	--	--
19	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1,491	--	--
23	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	1,963	--	--	--
24	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	1,650	--	--	--

Tabella 13-2 Condizioni Ordinarie Verifiche GEO in presenza di sisma

Sintesi FS verifiche globali

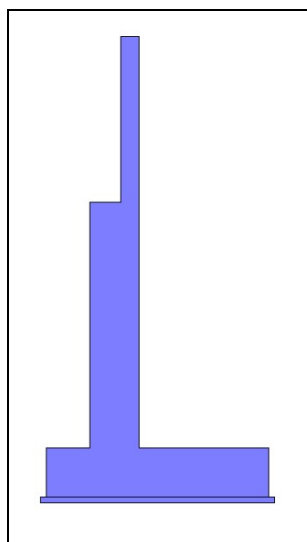
n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1,009	3,441	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		1,016	2,853	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)		1,010	3,153	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		1,009	3,441	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		1,009	3,441	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		1,009	3,441	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		1,016	2,853	--	--	--	--
8	STR (A1-M1-R3)		1,016	2,853	--	--	--	--
9	STR (A1-M1-R3)		1,016	2,853	--	--	--	--
10	STR (A1-M1-R3)		1,010	3,153	--	--	--	--
11	STR (A1-M1-R3)		1,010	3,153	--	--	--	--
12	STR (A1-M1-R3)		1,010	3,153	--	--	--	--
13	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,660	--	--
14	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,528	--	--
15	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,601	--	--
16	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2,051	--	--	--
17	EQU (A1-M1-R3)		--	--	1,986	--	--	--
18	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2,011	--	--	--

Tabella 13-3 Condizioni Eccezionali Verifiche GEO

13.3 Muro andatore Ovest

13.3.1 Caratteristiche geometriche

Lunghezza muro (m): 1.00			
Paramento		Fondazione	
Materiale	30/37	Materiale	C32/40
Altezza paramento (m)	6.70	Lunghezza mensola di valle (m)	0.70
Altezza paramento libero (m)	5.45	Lunghezza mensola di monte (m)	2.40
Spessore sezione 1 (m)	0.30	Lunghezza totale (m)	3.90
Altezza sezione 1 (m)	2.70	Inclinazione piano di posa (°)	0.00
Spessore sezione 2 (m)	0.80	Spessore (m)	0.80
Altezza sezione 2 (m)	4.00	Spessore magrone (m)	0.10



13.3.2 Parametri geotecnici e sismici

n°	Descr	g [kN/mc]	gsat [kN/mc]	f [°]	d [°]	c [kPa]
1	Rinterro	19,00	19,00	35	23.3	0
2	Deposito ghiaia	20,00	20,00	36	36.0	0

Stratigrafia adotta per il calcolo (q.ta riferimento intradosso fondazione +363.00mslm):

n°	Spessore H [m]	a [°]	Terreno
1	8,80	0.000	Rinterro
2	20,00	0.000	Deposito ghiaia

Nei calcoli si considera la falda posta in corrispondenza dei seguenti livelli:

- Condizioni ordinarie di esercizio: +365.00m (+2m rispetto intradosso fondazione)
- Condizione eccezionale: +368.26m (+5.26mrispetto intradosso fondazione)

Dati sismici:

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	ag	[m/s ²]	2.390	0.990
Accelerazione al suolo	ag/g	[%]	0.244	0.101
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.440	2.469
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.283	0.263
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.343
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite	Coeff. di riduzione bm	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	12.436	6.218
Ultimo - Ribaltamento	0.570	18.655	9.327
Esercizio	0.470	7.115	3.557

13.3.3 Condizioni di carico e combinazioni

Condizioni di calcolo:

Condizione n° 1 (Q folla) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Destinazione	Punto applicazione X Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]
1	Concentrato (Rif. 5.1.3.10)	Paramento	0,00; 0,00	1,5000	0,0000	1,6500

Carichi sul terreno

n°	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Unif. Distribuito	0,00	20,00	10,0000	10,0000

13.3.4 Sollecitazioni di verifica

Di seguito riportano le sollecitazioni maggiormente gravose ai fini delle diverse verifiche.

13.3.4.1 Condizioni ordinarie (falda +363.00)

Elemento strutturale	Comb.	Mmax [kNm/m]	Vmax [kN/m]	N [kN/m]
Paramento (s=0.30m)	Comb. 2 – STR (A1+M1+R3)	42.0	35.0	27.0
	Comb. 16 - SLE (Rara)	28.0	27.0	21.0
	Comb. 3 – STR (A1+M1+R3) H+V	20.0	23.0	20.0
Paramento (s=0.80m)	Comb. 2 – STR (A1+M1+R3)	408.0	173.0	100.0
	Comb. 16 - SLE (Rara)	302.0	130.0	100.0
	Comb. 3 – STR (A1+M1+R3) H+V	325.0	150.0	106.0
Fondazione	Comb. 2 - STR (A1+M1+R3)	265.0	190.0	-
	Comb. 16 - SLE (Rara)	107.0	115.0	-

Elemento strutturale	Comb.	Mmax [kNm/m]	Vmax [kN/m]	N [kN/m]
	Comb. 3 – STR (A1+M1+R3) H+V	247.0	165.0	-

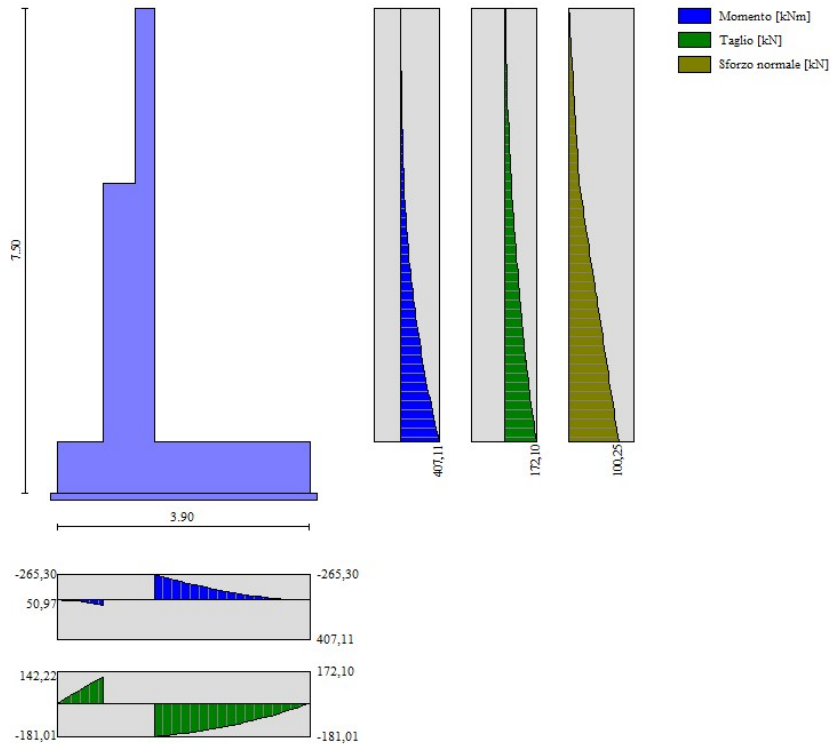


Figura 13-10 Comb. 2-STR (A1+M1+R3)

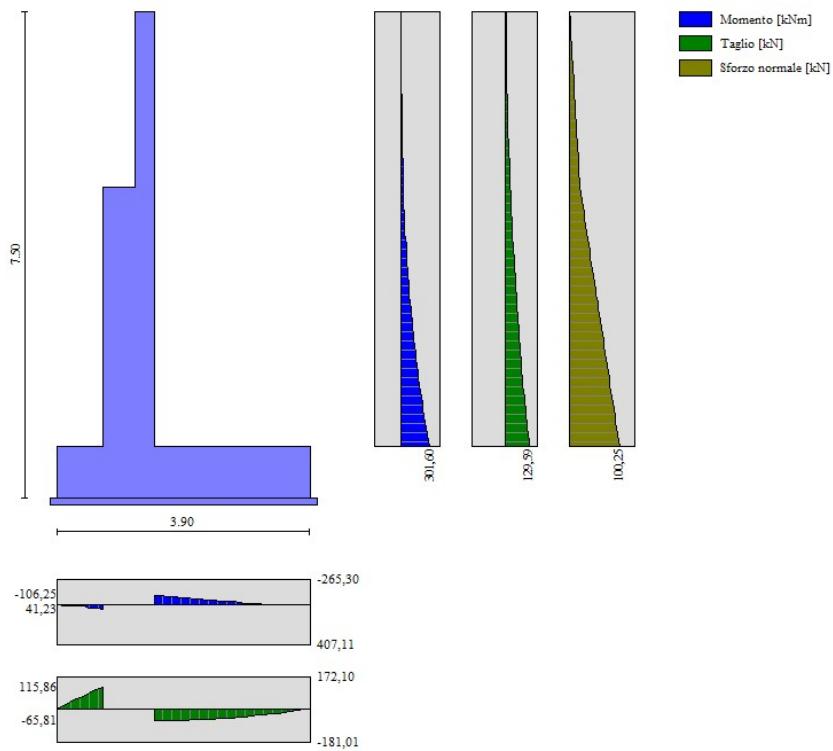


Figura 13-11 Comb. 16-SLE Rara

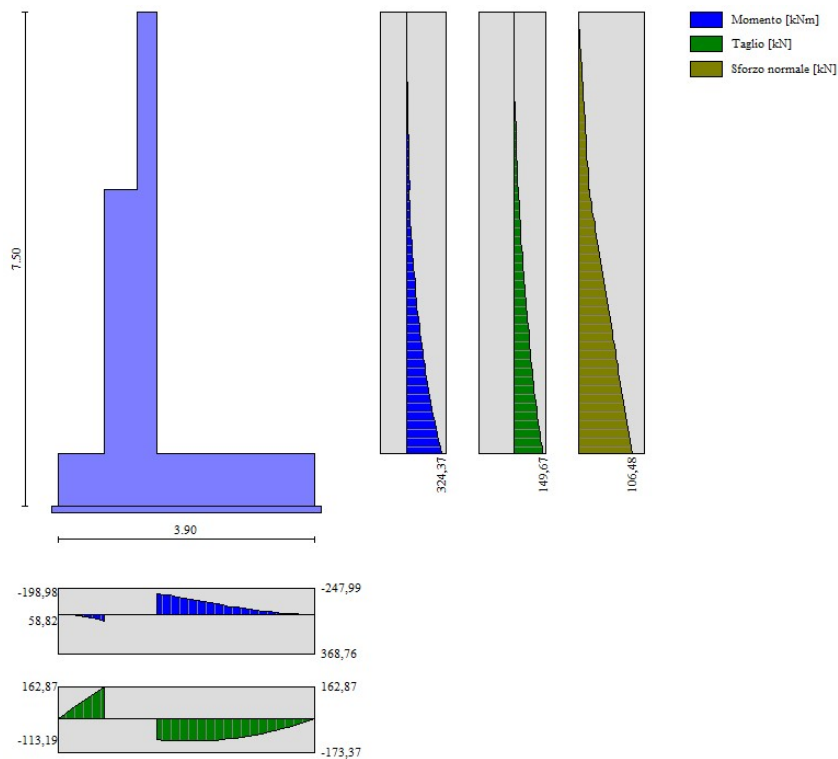


Figura 13-12 Comb. 3 – STR (A1+M1+R3) H+V

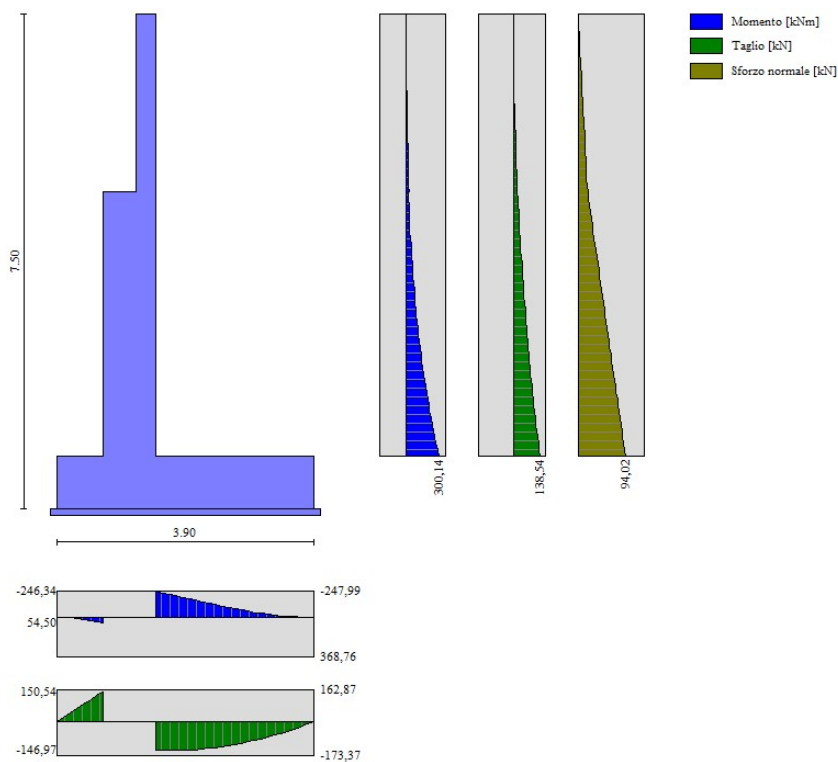


Figura 13-13 Comb. 4 – STR (A1+M1+R3) H-V

13.3.4.2 Condizioni eccezionali (falda +368.26)

Elemento strutturale	Comb.	Mmax [kNm/m]	Vmax [kN/m]	N [kN/m]
Paramento (s=0.30m)	Comb. 2 – STR (A1+M1+R3)	30.0	25.0	20.0
Paramento (s=0.80m)	Comb. 2 – STR (A1+M1+R3)	390.0	190.0	100.0
Fondazione	Comb. 2 - STR (A1+M1+R3)	235.0	145.0	-

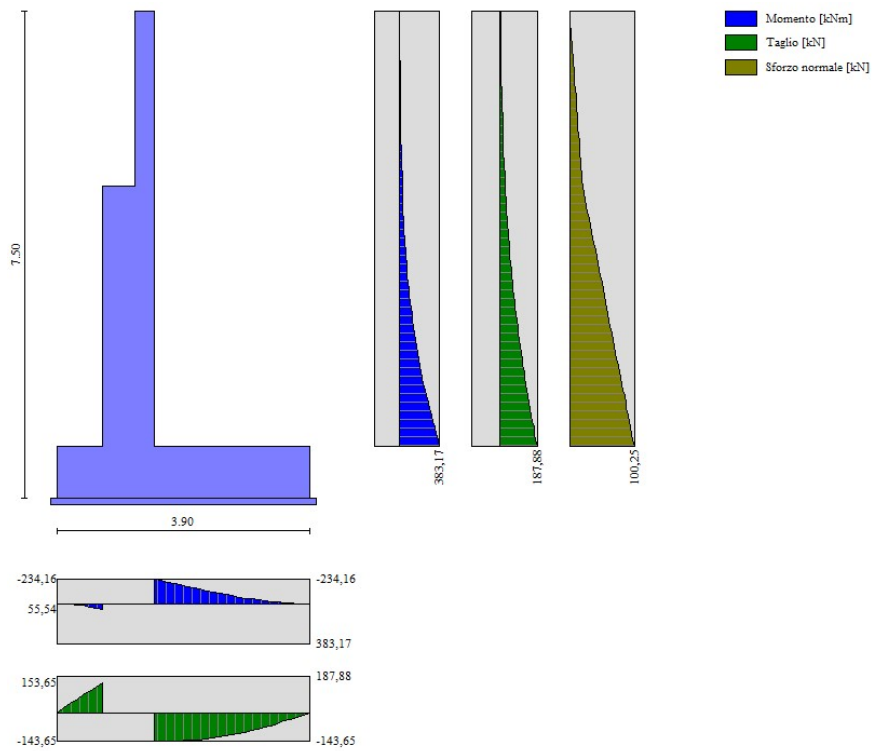


Figura 13-14 Comb. 2 – STR (A1+M1+R3) Eccezionale

13.3.5 Verifiche Strutturali STR

Verifica paramento verticale (H=0.30m)

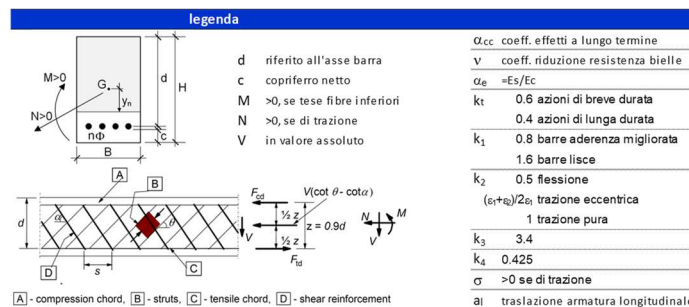
- Armatura verticale a flessione: armatura simmetrica 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio (spilli): Ø8/40x40cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	30	4.0	24.2	21.8
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	5.8	15.71	
5	20	24.2	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	8	40	90	1.26

sollecitazioni e risultati		
SLE	SU	
M _{Ek} 30 [kNm]	M _{Ed} 45 [kNm]	
N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ed} 0.0 [kN]	
tensioni e fessure		
M _{dec} 0.0 [kNm]	V _{Ed} 40 [kN]	
M _{cr} 45.1 [kNm]	presso-flessione	
	M _{Rd} 141.5 [kNm]	
	FS 3.14	
taglio		
y _n -6.92 [cm]	V _{Rdc} 154.3 [kN]	
σ _{c,min} -3.0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
σ _{s,min} -12.8 [MPa]	V _{Rds} 57.4 [kN]	
σ _{s,max} 90.6 [MPa]	V _{Rdmax} 816.6 [kN]	
	θ 25.0 [°]	
k ₂ 0.5	θ 25.0 [°]	
ε _{sm-ε_{cm}} - [%]	sezione duttile	
S _{r,max} - [cm]	ai 24.2 [cm]	
W _k - [mm]		

verifica DM08	
tipo di rottura	2
1	lato acciaio
2	lato cls - acciaio snervato
3	lato cls - acciaio elastico
4	sez. tot. compressa
contributo A _{sl}	
scelta	si
angolo θ	
scelta	imposto
θ _{imposto}	25 [°]
θ _{calcolato}	6.4 [°]
θ _{inf}	21.8 [°]
θ _{sup}	45 [°]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33.2 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18.8 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0.520		
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
k _t	0.4	valori limite	
k ₁	0.8	0,55 f _{ck}	18.3 [MPa]
k ₃	3.4	0,75 f _{yk}	337.5 [MPa]
k ₄	0.425	W _{s,lim}	0.2 [mm]



Verifica paramento verticale (H=0.80m)

- Armatura verticale a flessione: armatura simmetrica 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio (spilli): Ø10/40x40cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	4.0	74.0	66.6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	6.0	15.71	
5	20	74.0	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	10	40	90	1.96

materiali			
calcestruzzo	acciaio		
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33.2 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18.8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
v	0.520		
ϵ_{c2}	2.0 [%]		
ϵ_{cu2}	3.5 [%]		
α_e	15.0		
k _t	0.4		
k ₁	0.8	0,55 f _{ck}	18.3 [MPa]
k ₃	3.4	0,75 f _{yk}	337.5 [MPa]
k ₄	0.425	W _{k,lim}	0.2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE	SIU		
M _{Ek}	305 [kNm]	M _{Ed}	410 [kNm]
N _{Ek}	0 [kN]	N _{Ed}	0.0 [kN]
tensioni e fessure		V _{Ed}	175 [kN]
M _{dec}	0.0 [kNm]	presso-flessione	
M _{cr}	308.3 [kNm]	M _{Rd}	448.3 [kNm]
		FS	1.09
taglio			
y _n	-24.73 [cm]	V _{Rdc}	279.6 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-4.9 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-44.6 [MPa]	V _{Rds}	274.3 [kN]
$\sigma_{s,max}$	282.4 [MPa]	V _{Rdmax}	2497.1 [kN]
		θ	25.0 [°]
k ₂	0.5	$\theta_{calcolato}$	8.1 [°]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ_{inf}	21.8 [°]
S _{r,max}	- [cm]	θ_{sup}	45 [°]
W _k	- [mm]	sezione	duttile
		ai	74.0 [cm]

verifica DM08	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo A _{s1}	
scelta	si
angolo θ	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	25 [°]
$\theta_{calcolato}$	8.1 [°]
θ_{inf}	21.8 [°]
θ_{sup}	45 [°]

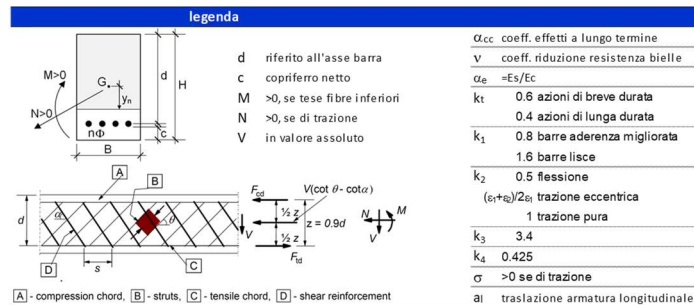


Figura 13-15 Verifica STR paramento (s=0.80m)

Verifica fondazione:

- Armatura verticale a flessione:
- Armatura a taglio (spilli):

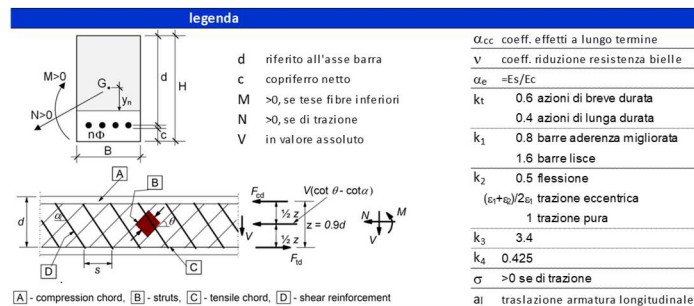
armatura simmetrica 1Ø20/20cm
Ø12/20x40cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	4.0	75.0	67.5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	5.0	15.71	
5	20	75.0	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	12	40	90	2.83

materiali			
calcestruzzo	acciaio		
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33.2 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18.8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
v	0.520		
ϵ_{c2}	2.0 [%]		
ϵ_{cu2}	3.5 [%]		
α_e	15.0		
k _t	0.4		
k ₁	0.8	0,55 f _{ck}	18.3 [MPa]
k ₃	3.4	0,75 f _{yk}	337.5 [MPa]
k ₄	0.425	W _{k,lim}	0.2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE	SIU		
M _{Ek}	110 [kNm]	M _{Ed}	270 [kNm]
N _{Ek}	0 [kN]	N _{Ed}	0.0 [kN]
tensioni e fessure		V _{Ed}	190 [kN]
M _{dec}	0.0 [kNm]	presso-flessione	
M _{cr}	310.2 [kNm]	M _{Rd}	451.7 [kNm]
		FS	1.67
taglio			
y _n	-24.73 [cm]	V _{Rdc}	282.4 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-1.7 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-17.2 [MPa]	V _{Rds}	439.8 [kN]
$\sigma_{s,max}$	100.1 [MPa]	V _{Rdmax}	2376.5 [kN]
		θ	23.0 [°]
k ₂	0.5	$\theta_{calcolato}$	9.7 [°]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ_{inf}	21.8 [°]
S _{r,max}	- [cm]	θ_{sup}	45 [°]
W _k	- [mm]	sezione	duttile
		ai	75.0 [cm]

verifica DM08	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo A _{s1}	
scelta	si
angolo θ	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	23 [°]
$\theta_{calcolato}$	9.7 [°]
θ_{inf}	21.8 [°]
θ_{sup}	45 [°]



13.3.6 Verifiche geotecniche GEO

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSSco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1,792	2,664	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		1,709	2,092	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)		2,355	3,181	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		2,147	3,219	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		1,999	2,755	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		2,194	2,532	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		2,015	2,513	--	--	--	--
8	STR (A1-M1-R3)		1,888	2,192	--	--	--	--
9	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,625	--	--
10	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,531	--	--
11	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2,216	--	--	--
12	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2,049	--	--	--

Tabella 13-4 Condizioni Ordinarie Verifiche GEO in assenza di sisma

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSSco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
3	STR (A1-M1-R3)	H + V	1,573	1,613	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)	H - V	1,450	1,524	--	--	--	--
13	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1,592	--	--
14	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1,467	--	--
17	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	1,644	--	--	--
18	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	1,414	--	--	--

Tabella 13-5 Condizioni Ordinarie Verifiche GEO in presenza di sisma

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSSco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		1,056	1,374	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		1,072	1,307	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)		1,056	1,374	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		1,056	1,374	--	--	--	--
5	STR (A1-M1-R3)		1,056	1,374	--	--	--	--
6	STR (A1-M1-R3)		1,072	1,307	--	--	--	--
7	STR (A1-M1-R3)		1,072	1,307	--	--	--	--
8	STR (A1-M1-R3)		1,072	1,307	--	--	--	--
9	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,587	--	--
10	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,507	--	--
11	EQU (A1-M1-R3)		--	--	1,151	--	--	--
12	EQU (A1-M1-R3)		--	--	1,161	--	--	--

Tabella 13-6 Condizioni Eccezionali Verifiche GEO

13.4 Muro di sostegno ciclabile - Tratto C-C Rampa di accesso (Lato Est)

La sezione di calcolo è rappresentativa dei muri di sostegno relativi alla rampa di accesso.

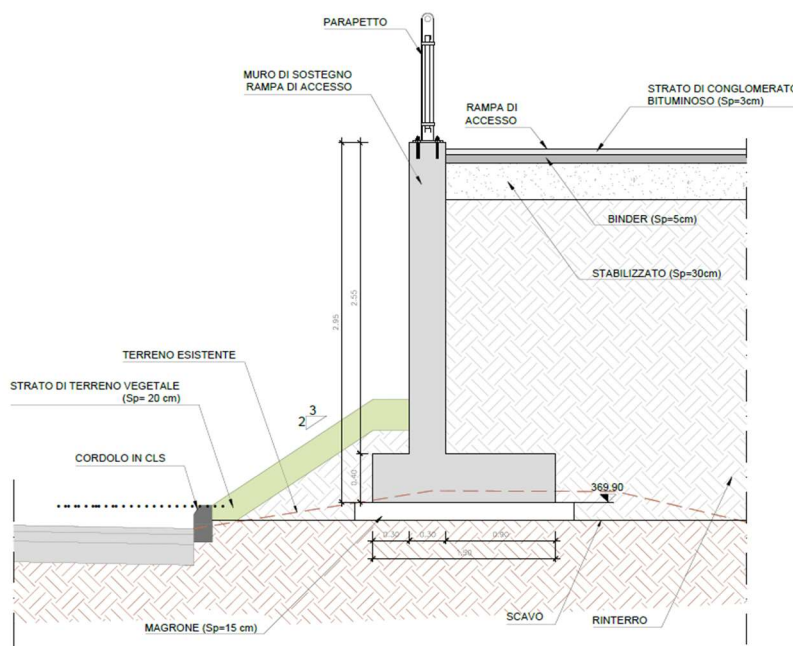


Figura 13-16 Dimensioni geometriche del muro tipologico C-C

13.4.1 Caratteristiche geometriche e stratigrafiche

Si riportano nelle figure seguenti il modello di calcolo implementato nel software MAX, completo di stratigrafia e parametri geotecnici adottati per le analisi numeriche e le dimensioni del muro che garantiscono le verifiche di sicurezza nei confronti di tutti gli stati limiti considerati.

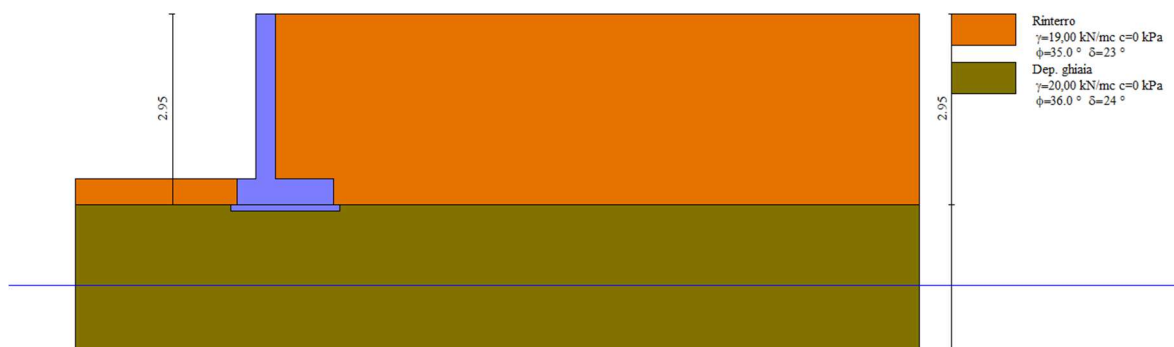


Figura 13-17 Sezione C-C rampa di accesso – Modello di calcolo implementato

Il terreno naturale presente nel sito è caratterizzato dai parametri geotecnici definiti al Cap. §7. Si precisa che, a favore di sicurezza, si considerano per il terreno a tergo i parametri geotecnici relativi al terreno naturale piuttosto che quelli del materiale da rinterro.

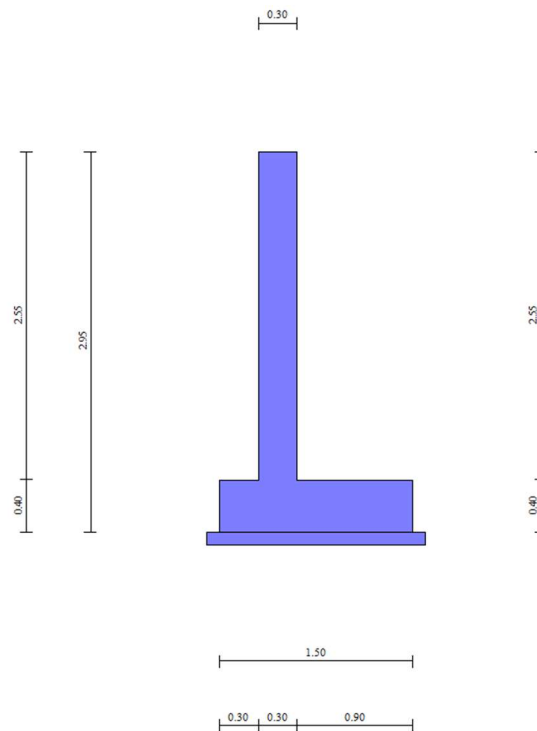


Figura 13-18 Sezione C-C rampa di accesso – Dimensioni del muro di sostegno

13.4.2 Condizioni di calcolo e combinazioni

Di seguito vengono descritti i carichi considerati ai fini del dimensionamento del muro.

Peso proprio

Peso specifico cls:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso unitario pareti (base):

$$g_{1,pareti} = 25 \cdot 0.30\text{m} = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario fondazione:

$$g_{1,fond} = 25 \cdot 0.40\text{m} = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del terreno

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza. Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z e considerando anche l'eventuale presenza della falda alla quota z_0 . La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Carico variabile

Si considera un carico distribuito di 25 kPa come carico applicato a tergo del muro di sostegno.

Inerzia struttura

La forza d'inerzia della struttura è determinata dal peso del muro e dal coefficiente sismico k_h calcolato come:

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

dove:

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

g = accelerazione di gravità.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD)

In tutti i casi viene considerata trascurabile la componente verticale del sisma.

Incremento sismico spinta delle terre

La spinta sismica dovuta all'accelerazione e quindi alle forze di inerzia del terreno al lato delle strutture è calcolata con il metodo di Mononobe-Okabe, poiché si può considerare un muro come una struttura non certamente rigida, ma deformabile rispetto ad una spinta laterale.

La forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d , è calcolata come (EC8-5 par.7.3.2.1, EC8-5 Appendice E p.to E.3):

$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K_{AE} \times H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H = altezza del muro;

γ^* = peso specifico del terreno;

E_{wd} = spinta idrodinamica dell'acqua;

E_{ws} = la spinta statica dell'acqua;

K_{AE} = coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);

k_v = coefficiente sismico verticale.

Il punto di applicazione della forza dovuta alla spinta dinamica del terreno deve essere preso a metà altezza del muro, in assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la relativa rigidità, il tipo di movimenti, e la massa relativa della struttura di contenimento.

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato con la formula di Mononobe e Okabe, definito in base alla geometria del cuneo di terreno al lato della struttura e ai coefficienti sismici della normativa precedentemente esaminati:

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

valida per stati attivi con $\beta \leq \phi'_d - \theta$, oppure

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

valida per stati attivi con $\beta > \phi'_d - \theta$, dove:

Φ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;
 ψ e β = angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;
 δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-muro.

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC2018 considerando i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:



Carichi	Effetto	γ	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche				
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
P. strutturali	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
P. strutturali	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,10	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
P. non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00
P. non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,35	1,35	1,15	1,00	1,00	1,00

Figura 13-19: Coefficienti parziali di sicurezza

Le combinazioni di carico impiegate sono:

Simbologia adottata

Γ Coefficiente di partecipazione della condizione ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

13.4.3 Sollecitazioni di verifica

Le sollecitazioni ottenute dall'involuppo agenti in paramento ed in fondazione sono:

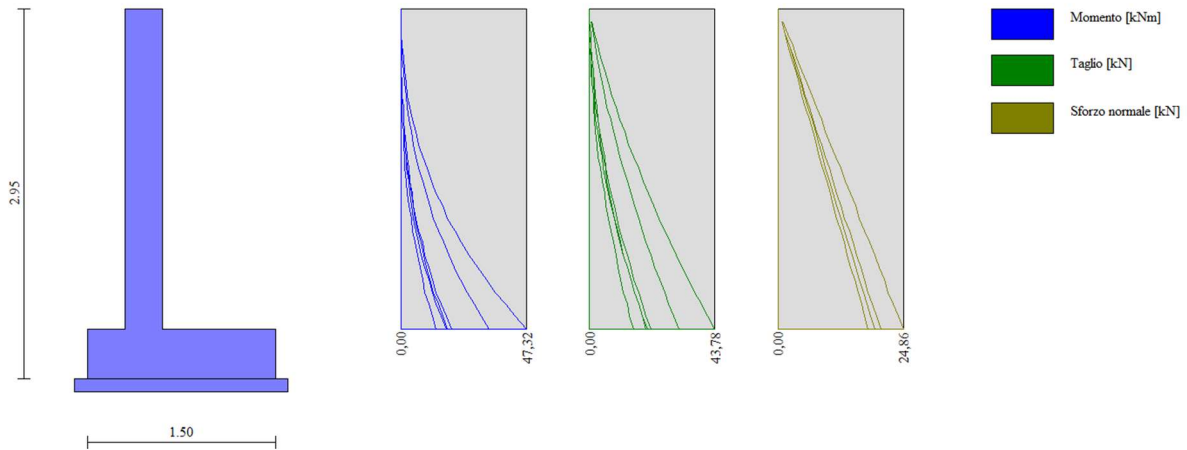


Figura 13-20. Sollecitazioni paramento ENV SLU/SLV

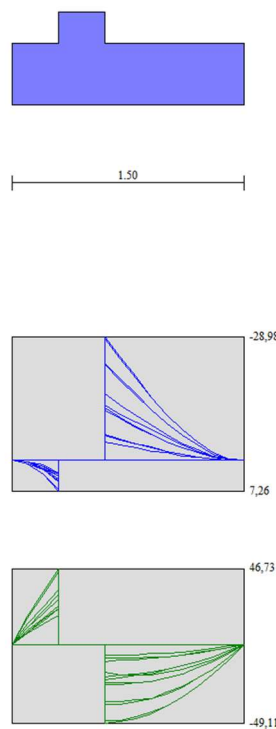


Figura 13-21: Sollecitazioni fondazione ENV SLU/SLV

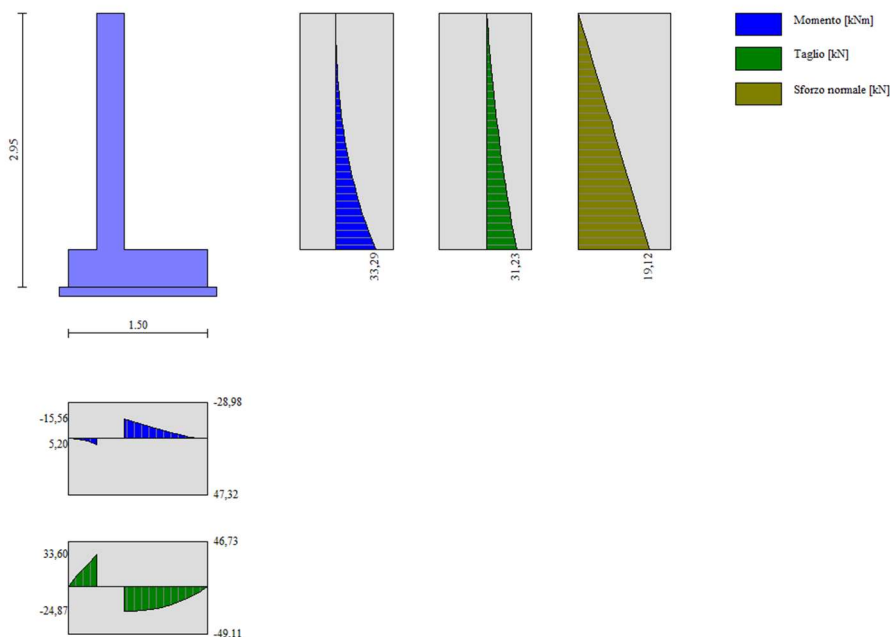


Figura 13-22: Sollecitazione muro RARA

13.4.4 Verifiche strutturali STR

Si riportano di seguito le verifiche effettuate del muro considerando le sollecitazioni massime e minime agenti. Le verifiche allo stato limite di esercizio prendono come riferimento i valori limite da Normativa. Facendo riferimento alla Tabella 4.1.IV delle NTC2018 si considerano tali valori limite di apertura delle fessure per le verifiche allo stato limite di esercizio per condizioni ambientali aggressive (classe di esposizione XC4):

- $W_2 = 0.3 \text{ mm}$ (combinazione frequente);
- $W_1 = 0.2 \text{ mm}$ (combinazione quasi permanente);

A favore di sicurezza si effettua la verifica a fessurazione considerando l'involuppo delle combinazioni rare imponendo come limite $w = 0.3 \text{ mm}$. Le limitazioni tensionali considerate ai fini delle verifiche SLE per le sezioni in c.a. sono le seguenti, coerentemente con quanto riportato nelle NTC2018 al paragrafo 4.1.2.2.5:

Il muro è armato come segue:

Paramento

- Armatura interna $\phi 12/20$
- Armatura esterna $\phi 12/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

Soletta

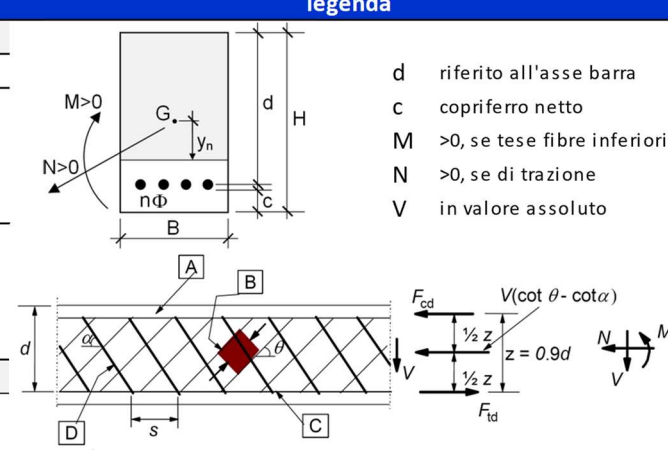
- Armatura intradosso $\phi 16/20$
- Armatura estradosso $\phi 16/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

FONDAZIONE

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	40	4,0	35,2	31,7
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	4,8	10,05	
5	16,0	35,2	10,05	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	8	40	90	1,26

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	16,00 [kNm]	M _{Ed}	29,00 [kNm]
N _{Ek}	0 [kN]	N _{Ed}	0 [kN]
tensioni e fessure		V _{Ed}	49,11 [kN]
M _{dec}	0,0 [kNm]	M _{Rd}	137,5 [kNm]
M _{cr}	77,3 [kNm]	FS	4,74
y _n	-11,63 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-1,0 [MPa]	V _{Rdc}	164,9 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-6,6 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	49,5 [MPa]	V _{Rds}	51,7 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	1490,5 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ	37,0 [°]
S _{r,max}	- [cm]	sezione duttile	
w _k	- [mm]	a _i	35,2 [cm]

materiali		legenda	
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
v	0,520	valori limite	
ϵ_{c2}	2,0 [%]	0,6 f _{ck}	19,9 [MPa]
ϵ_{cu2}	3,5 [%]	0,8 f _{yk}	360,0 [MPa]
α_e	15,0	w _{k,lim}	0,3 [mm]
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		



d riferito all'asse barra

c copriferro netto

M >0, se tese fibre inferiori

N >0, se di trazione

V in valore assoluto

Figura 13-24 Sezione C-C – Verifica strutturale della soletta di fondazione in.c.a.

13.4.5 Verifiche geotecniche GEO

Di seguito si riassumono i coefficienti di sicurezza ottenuti dalle verifiche geotecniche per le differenti condizioni di carico considerate.

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.486		5.200			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.107		1.902			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.192		3.090			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.127		3.079			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.874		5.570			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.704		5.746			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.657		5.176			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.298		2.221			
9 - STR (A1-M1-R3)		1.214		2.154			
10 - STR (A1-M1-R3)		1.191		2.006			
11 - GEO (A2-M2-R2)					1.639		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.288		
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.659		
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.613		
15 - EQU (A1-M1-R3)			3.154				
16 - EQU (A1-M1-R3)			2.036				
17 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		1.850				
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.580				

Tabella 13-7 Verifiche geotecniche

13.5 Muro di sostegno ciclabile - Tratto A-A (Lato Est)

La sezione di calcolo è rappresentativa dei muri di sostegno del tratto A-A lato Est.

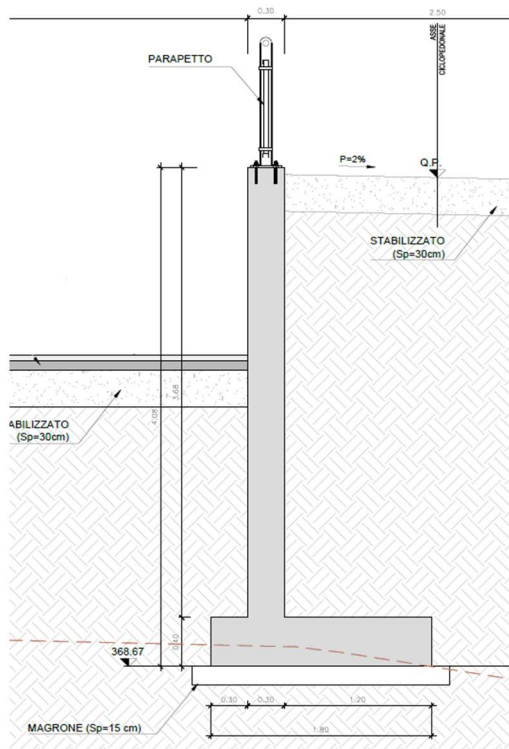
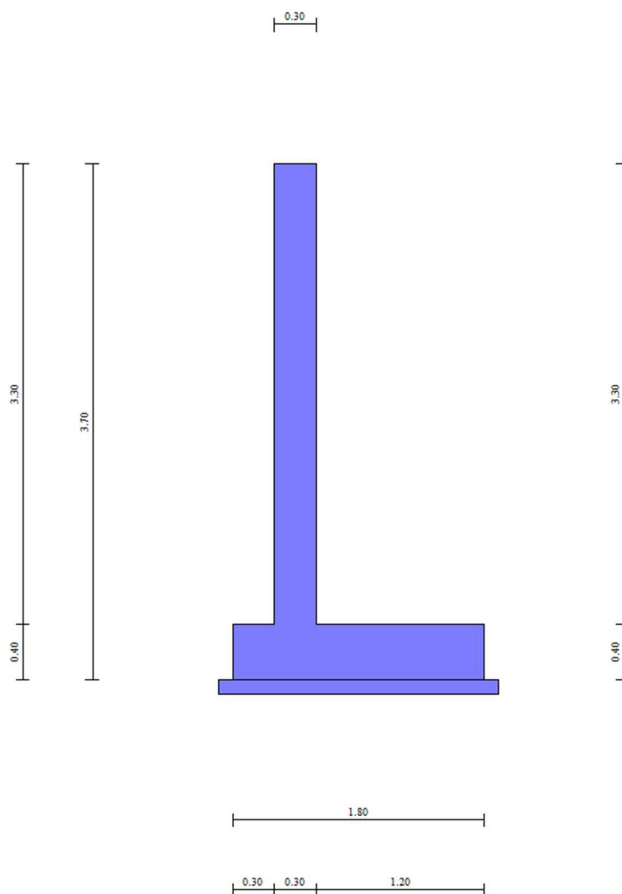
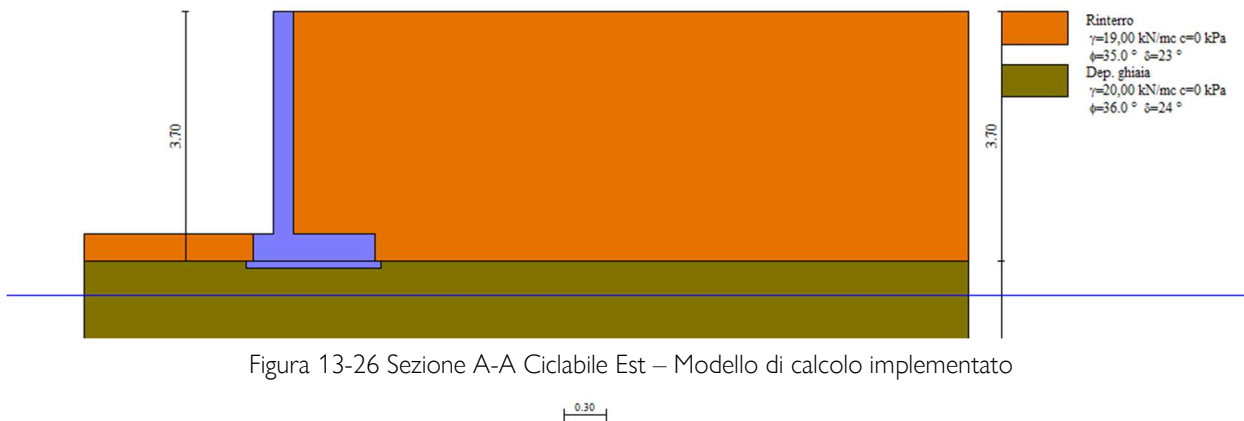


Figura 13-25 Dimensioni geometriche del muro tipico A-A Ciclabile Est

13.5.1 Caratteristiche geometriche e stratigrafiche

Si riportano nelle figure seguenti il modello di calcolo implementato nel software MAX, completo di stratigrafia e parametri geotecnici adottati per le analisi numeriche e le dimensioni del muro che garantiscono le verifiche di sicurezza nei confronti di tutti gli stati limiti considerati.



13.5.2 Condizioni di carico e combinazioni

Di seguito vengono descritti i carichi considerati ai fini del dimensionamento del muro.

Peso proprio

Peso specifico cls:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso unitario pareti (base):

$$g_{1,pareti} = 25 \cdot 0.30\text{m} = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario fondazione:

$$g_{1,fond} = 25 \cdot 0.40\text{m} = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del terreno

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z e considerando anche l'eventuale presenza della falda alla quota z_0 . La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma'_t \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Carico variabile

Si considera un carico distribuito di 10 kPa come carico applicato a tergo del muro di sostegno.

Inerzia struttura

La forza d'inerzia della struttura è determinata dal peso del muro e dal coefficiente sismico k_h calcolato come:

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

dove:

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

g = accelerazione di gravità.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD)

In tutti i casi viene considerata trascurabile la componente verticale del sisma.

Incremento sismico spinta delle terre

La spinta sismica dovuta all'accelerazione e quindi alle forze di inerzia del terreno al lato delle strutture è calcolata con il metodo di Mononobe-Okabe come descritto nelle analisi precedenti.

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC2018 considerando i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:



Coefficienti parziali e di combinazione

NORMATIVA
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm N.T.C. 2008 - Approccio 1 N.T.C. 2018
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite N.T.C. 2008 - Approccio 2

Coef. sulle azioni Coef. sulle resistenze Fondazione Pali Tiranti Altro Verifiche idrauliche

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

Carichi	Effetto	γ	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche				
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
P. strutturali	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
P. strutturali	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,10	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
P. non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00
P. non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,35	1,35	1,15	1,00	1,00	1,00

Figura 13-28: Coefficienti parziali di sicurezza

Le combinazioni di carico impiegate sono:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLEO

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - SLEO

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

13.5.3 Sollecitazioni di verifica

Le sollecitazioni ottenute dall'involuppo agenti in paramento ed in fondazione sono:

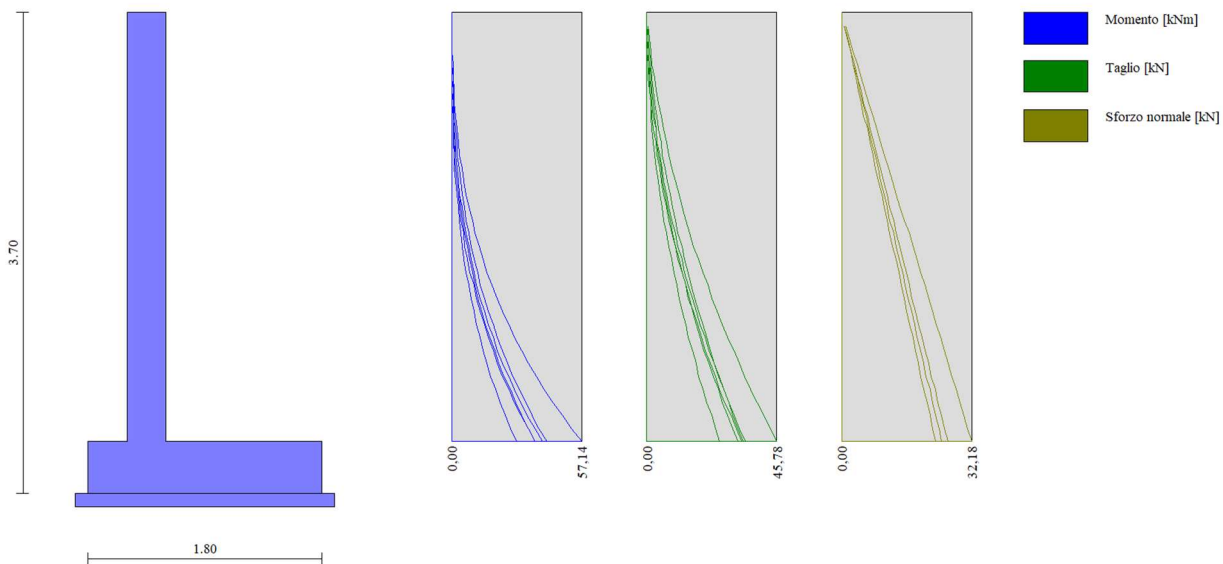


Figura 13-29. Sollecitazioni paramento ENV SLU/SLV

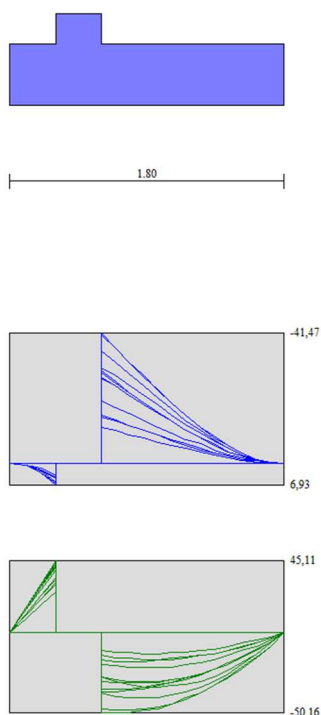


Figura 13-30: Sollecitazioni fondazione ENV SLU/SLV

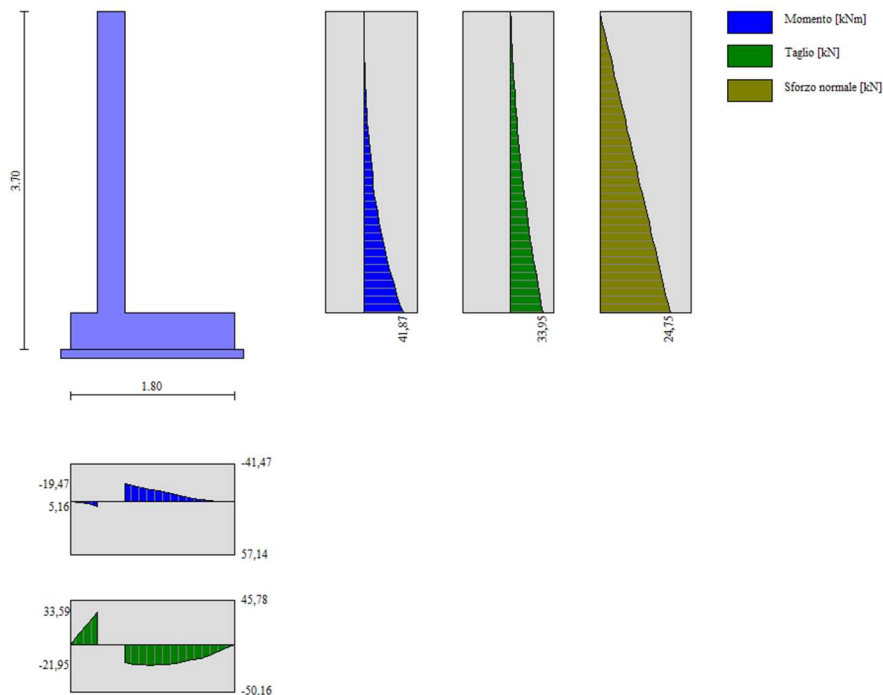


Figura 13-31: Sollecitazione muro RARA

13.5.4 Verifiche strutturali STR

Si riportano di seguito le verifiche effettuate del muro considerando le sollecitazioni massime e minime agenti. Il muro è armato come segue:

Paramento

- Armatura esterna $\phi 16/20$
- Armatura interna $\phi 16/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

Soletta

- Armatura intradosso $\phi 16/20$
- Armatura estradosso $\phi 16/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

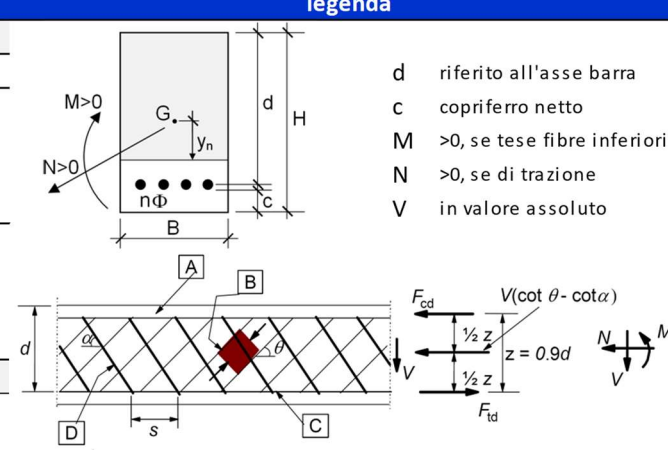
Sia per il paramento che per la soletta sono previste delle barre correnti $\phi 12/20$ e un copriferro netto pari a 4 cm.

PARAMENTO

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	30	4,0	25,2	22,7
armatura longitudinale				
n _{barre}	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	4,8	10,05	
5	16,0	25,2	10,05	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	8	40	90	1,26

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	42,00 [kNm]	M _{Ed}	57,14 [kNm]
N _{Ek}	-25 [kN]	N _{Ed}	-32 [kN]
tensioni e fessure		V _{Ed}	46,00 [kN]
M _{dec}	1,3 [kNm]	M _{Rd}	102,0 [kNm]
M _{cr}	45,1 [kNm]	FS	1,79
y _n	-7,66 [cm]	taglio	
σ _{c,min}	-4,7 [MPa]	V _{Rdc}	136,2 [kN]
σ _{s,min}	-24,6 [MPa]	non serve armatura a taglio	
σ _{s,max}	172,4 [MPa]	V _{Rds}	37,0 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	1067,1 [kN]
ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]	θ	37,0 [°]
S _{r,max}	- [cm]	sezione duttile	
w _k	- [mm]	a _i	25,2 [cm]

materiali		legenda	
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0,520	valori limite	
ε _{c2}	2,0 [%]	0,6 f _{ck}	19,9 [MPa]
ε _{cu2}	3,5 [%]	0,8 f _{yk}	360,0 [MPa]
α _e	15,0	w _{k,lim}	0,3 [mm]
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		



d riferito all'asse barra
c copriferro netto
M >0, se tese fibre inferiori
N >0, se di trazione
V in valore assoluto

z = 0,9d

A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement

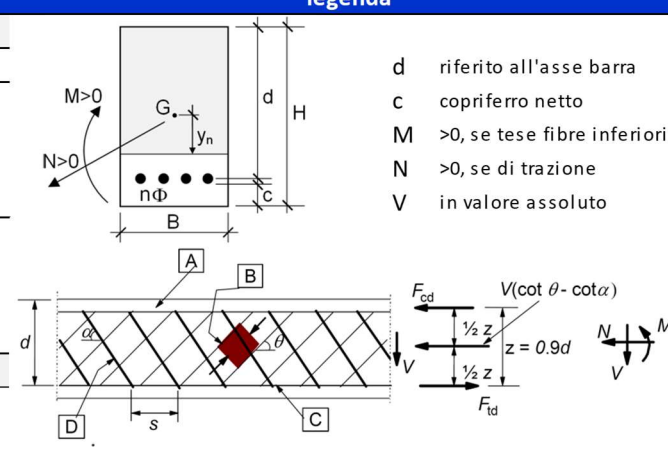
Figura 13-32 Sezione tratto A-A – Verifica strutturale del paramento in c.a.

FONDAZIONE

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	40	4,0	35,2	31,7
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	4,8	10,05	
5	16,0	35,2	10,05	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	8	40	90	1,26

sollecitazioni e risultati				
SLE		SLU		
M _{E,k}	20,00 [kNm]	M _{Ed}	42,00 [kNm]	
N _{E,k}	0 [kN]	N _{Ed}	0 [kN]	
tensioni e fessure				
M _{dec}	0,0 [kNm]	V _{Ed}	50,16 [kN]	
M _{cr}	77,3 [kNm]	M _{Rd}	137,5 [kNm]	
		FS	3,27	
taglio				
y _n	-11,63 [cm]	V _{Rdc}	164,9 [kN]	
σ _{c,min}	-1,3 [MPa]	non serve armatura a taglio		
σ _{s,min}	-8,2 [MPa]	V _{Rds}	51,7 [kN]	
σ _{s,max}	61,9 [MPa]	V _{Rdmax}	1490,5 [kN]	
k ₂			θ	37,0 [°]
ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]	sezione duttile		
S _{r,max}	- [cm]	ai	35,2 [cm]	
W _k	- [mm]			

materiali		legenda	
calcestruzzo	acciaio		
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0,520		
ε _{c2}	2,0 [%]		
ε _{cu2}	3,5 [%]		
α _e	15,0		
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		
valori limite			
	0,6 f _{ck}	19,9 [MPa]	
	0,8 f _{yk}	360,0 [MPa]	
	W _{k,lim}	0,3 [mm]	



d riferito all'asse barra

c copriferro netto

M >0, se tese fibre inferiori

N >0, se di trazione

V in valore assoluto

Figura 13-33 Sezione tratto A-A – Verifica strutturale della soletta di fondazione in c.a.

13.5.5 Verifiche geotecniche GEO

Di seguito si riassumono i coefficienti di sicurezza ottenuti dalle verifiche geotecniche per le differenti condizioni di carico considerate.

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.313		2.215			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.177		1.492			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.092		1.331			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.035		1.313			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.650		2.475			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.532		2.501			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.432		2.251			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.436		1.738			
9 - STR (A1-M1-R3)		1.345		1.719			
10 - STR (A1-M1-R3)		1.268		1.549			
11 - GEO (A2-M2-R2)					1.395		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.289		
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.454		
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.402		
15 - EQU (A1-M1-R3)			2.408				
16 - EQU (A1-M1-R3)			1.996				
17 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		1.485				
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.306				

Tabella 13-8 Verifiche geotecniche

13.6 Muro di sostegno ciclabile - Tratto B-B (Lato Est)

La sezione di calcolo è rappresentativa dei muri di sostegno del tratto B-B lato Est.

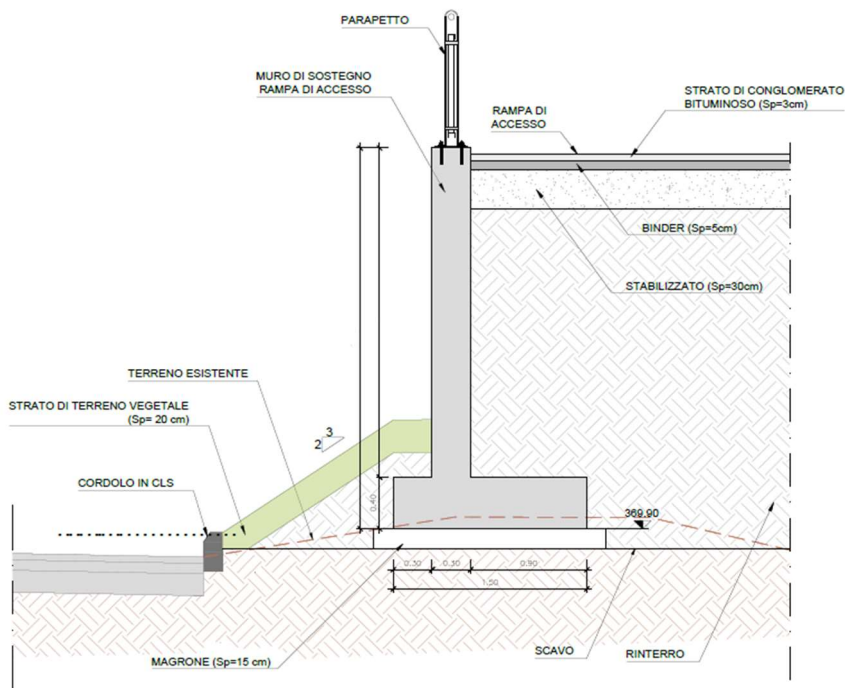


Figura 13-34 Dimensioni geometriche del muro tipico tratto B-B Est

13.6.1 Ipotesi geometriche e stratigrafiche

Si riportano nelle figure seguenti il modello di calcolo implementato, completo di stratigrafia e parametri geotecnici adottati per le analisi numeriche e le dimensioni del muro che garantiscono le verifiche di sicurezza nei confronti di tutti gli stati limiti considerati.

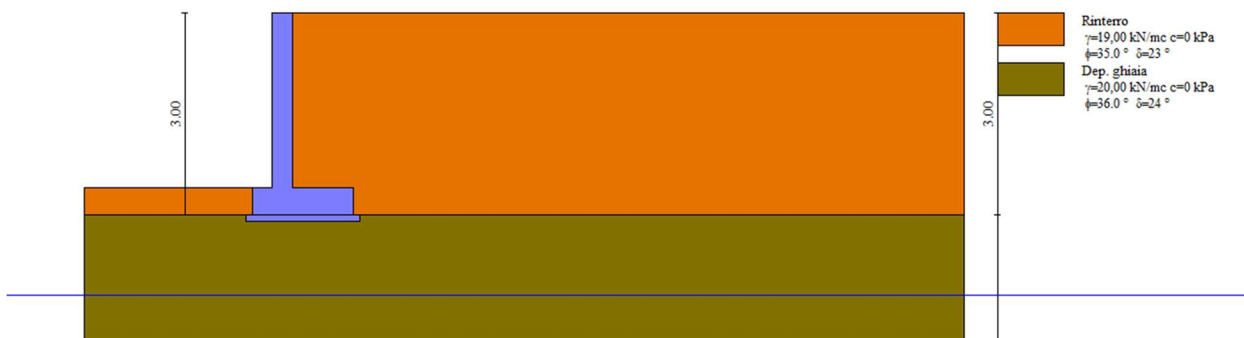


Figura 13-35 Sezione tratto B-B Est – Modello di calcolo implementato

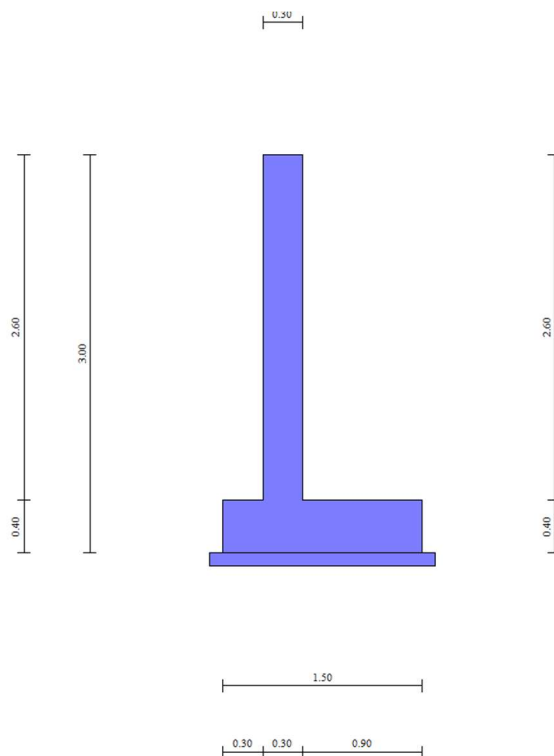


Figura 13-36 Sezione tratto B-B Est – Dimensioni del muro di sostegno

13.6.2 Condizioni di carico e combinazioni

Di seguito vengono descritti i carichi considerati ai fini del dimensionamento del muro.

Peso proprio

Peso specifico cls:

$$\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

Peso unitario pareti (base):

$$g_{1,pareti} = 25 \cdot 0,30\text{m} = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario fondazione: $g_{1,fond} = 25 \cdot 0.40m = 10.00 \text{ kN/m}^2$

Spinta del terreno

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z e considerando anche l'eventuale presenza della falda alla quota z_0 . La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Carico variabile

Si considera un carico distribuito di 10kPa come carico applicato a tergo del muro di sostegno.

Inerzia struttura

La forza d'inerzia della struttura è determinata dal peso del muro e dal coefficiente sismico k_h calcolato come:

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

dove:

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

g = accelerazione di gravità.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD)

In tutti i casi viene considerata trascurabile la componente verticale del sisma.

Incremento sismico spinta delle terre

La spinta sismica dovuta all'accelerazione e quindi alle forze di inerzia del terreno al lato delle strutture è calcolata con il metodo di Mononobe-Okabe descritto in precedenza.

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC2018 considerando i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Coefficienti parziali e di combinazione

NORMATIVA
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm N.T.C. 2008 - Approccio 1 N.T.C. 2018
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite N.T.C. 2008 - Approccio 2

Coef. sulle azioni Coef. sulle resistenze Fondazione Pali Tiranti Altro Verifiche idrauliche

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche				
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
P. strutturali	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
P. strutturali	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,10	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
P. non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00
P. non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,35	1,35	1,15	1,00	1,00	1,00

Figura 13-37: Coefficienti parziali di sicurezza

Le combinazioni di carico impiegate sono:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

13.6.3 Sollecitazioni di verifica

Le sollecitazioni ottenute dall'involuppo agenti in paramento ed in fondazione sono:

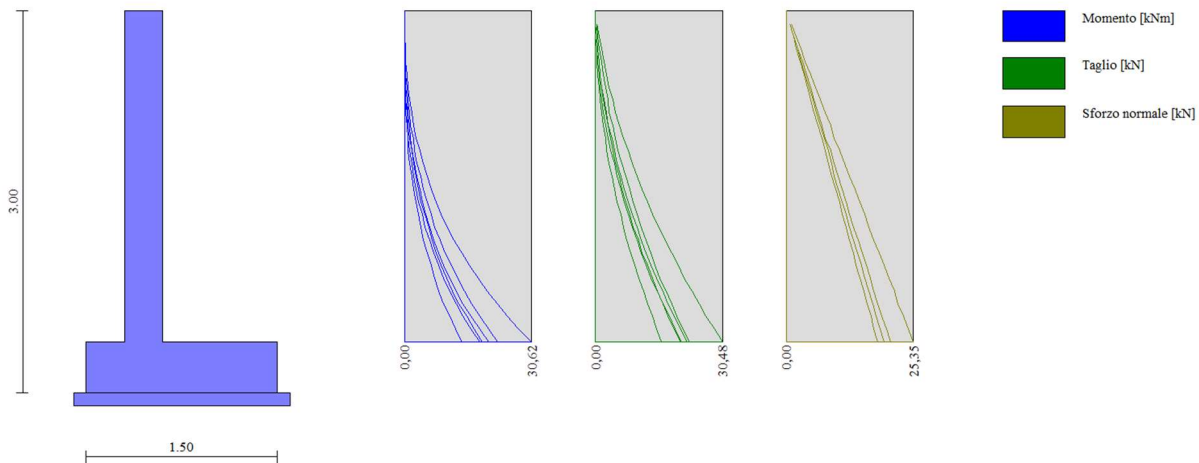


Figura 13-38. Sollecitazioni paramento ENV SLU/SLV

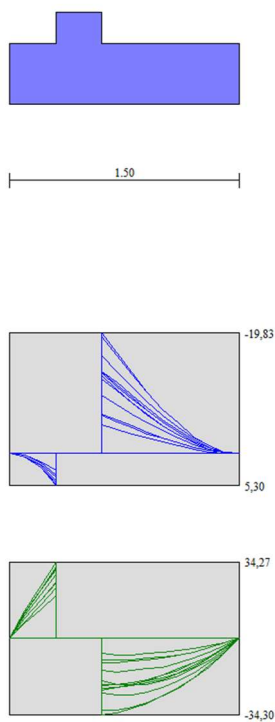


Figura 13-39: Sollecitazioni fondazione ENV SLU/SLV

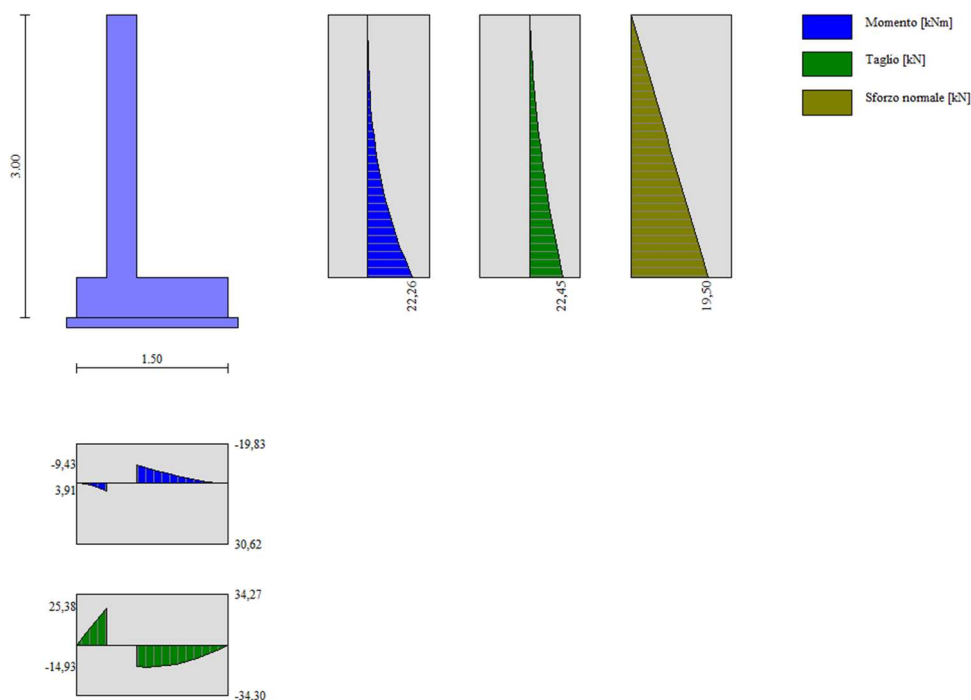


Figura 13-40: Sollecitazione muro RARA

13.6.4 Verifiche strutturali STR

Si riportano di seguito le verifiche effettuate del muro considerando le sollecitazioni massime e minime agenti. Le verifiche allo stato limite di esercizio prendono come riferimento i valori limite da Normativa. Il muro è armato come segue:

Paramento

- Armatura esterna $\phi 12/20$
- Armatura interna $\phi 12/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

Soletta

- Armatura intradosso $\phi 16/20$
- Armatura estradosso $\phi 16/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

Sia per il paramento che per la soletta sono previste delle barre correnti $\phi 12/20$ e un copriferro netto pari a 4 cm.

PARAMENTO

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	30	4,0	25,4	22,9
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	12	4,6	5,65	
5	12,0	25,4	5,65	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	8	40	90	1,26

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	22,26 [kNm]	M _{Ed}	30,00 [kNm]
N _{Ek}	-19,5 [kN]	N _{Ed}	-25 [kN]
tensioni e fessure		V _{Ed}	31,00 [kN]
M _{dec}	1,0 [kNm]	M _{Rd}	63,1 [kNm]
M _{cr}	42,7 [kNm]	FS	2,10
y _n	-8,87 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-3,2 [MPa]	V _{Rdc}	136,0 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-12,0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	150,7 [MPa]	V _{Rds}	37,3 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	1075,5 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ	37,0 [°]
S _{r,max}	- [cm]	sezione duttile	
w _k	- [mm]	ai	25,4 [cm]

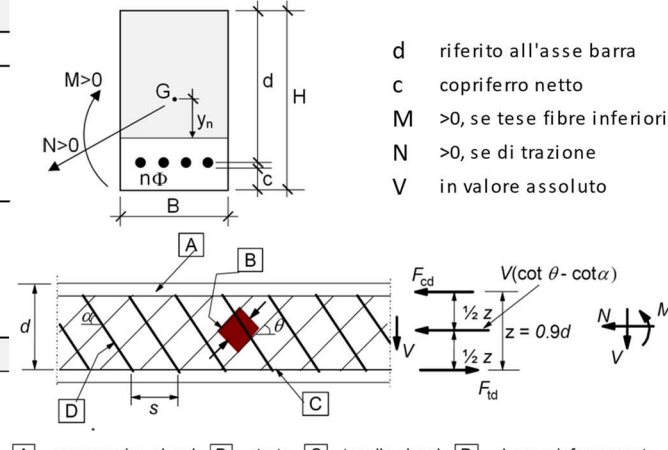
materiali		legenda	
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
v	0,520	 <p>d riferito all'asse barra c copriferro netto M >0, se tese fibre inferiori N >0, se di trazione V in valore assoluto</p> <p>A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement</p>	
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		
valori limite			
	0,6 f _{ck}		
	0,8 f _{yk}	360,0 [MPa]	
	w _{k,lim}	0,3 [mm]	

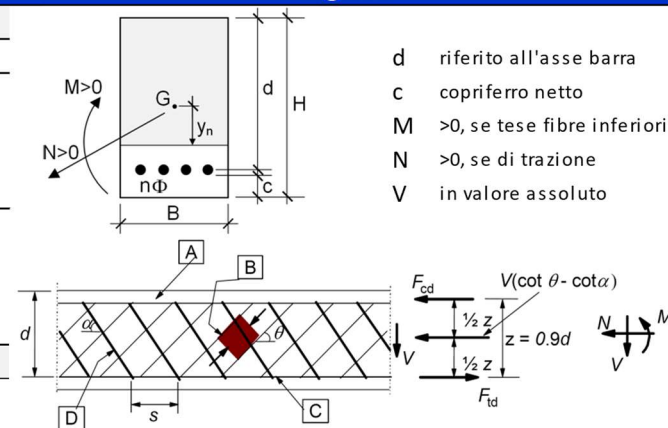
Figura 13-41 Sezione tratto B-B – Verifica strutturale del paramento in c.a.

FONDAZIONE

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	40	4,0	35,2	31,7
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	4,8	10,05	
5	16,0	35,2	10,05	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	8	40	90	1,26

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	9,43 [kNm]	M_{Ed}	20,00 [kNm]
N_{Ek}	0 [kN]	N_{Ed}	0 [kN]
tensioni e fessure		V_{Ed}	34,30 [kN]
M_{dec}	0,0 [kNm]	M_{Rd}	137,5 [kNm]
M_{cr}	77,3 [kNm]	FS	6,87
y_n	-11,63 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-0,6 [MPa]	V_{Rdc}	164,9 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-3,9 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	29,2 [MPa]	V_{Rds}	51,7 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	1490,5 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [‰]	θ	37,0 [°]
$S_{r,max}$	- [cm]	sezione duttile	
W_k	- [mm]	ai	35,2 [cm]

materiali		legenda	
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	210000 [MPa]
f_{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,520	valori limite	
ϵ_{c2}	2,0 [‰]	0,6 f_{ck}	19,9 [MPa]
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]	0,8 f_{yk}	360,0 [MPa]
α_e	15,0	$W_{k,lim}$	0,3 [mm]
k_t	0,4		
k_1	0,8		
k_3	3,4		
k_4	0,425		



d riferito all'asse barra

c copriferro netto

M >0, se tese fibre inferiori

N >0, se di trazione

V in valore assoluto

A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement

Figura 13-42 Sezione tratto B-B – Verifica strutturale della soletta di fondazione in c.a.

13.6.5 Verifiche geotecniche GEO

Di seguito si riassumono i coefficienti di sicurezza ottenuti dalle verifiche geotecniche per le differenti condizioni di carico considerate.

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.463		4.896			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.251		3.029			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.179		2.913			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.115		2.900			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.844		5.272			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.678		5.421			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.630		4.891			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.523		3.430			
9 - STR (A1-M1-R3)		1.404		3.405			
10 - STR (A1-M1-R3)		1.370		3.131			
11 - GEO (A2-M2-R2)					1.622		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.438		
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.648		
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.603		
15 - EQU (A1-M1-R3)			3.059				
16 - EQU (A1-M1-R3)			2.385				
17 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		1.806				
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.549				

Tabella 13-9 Verifiche geotecniche

13.7 Muro sostegno ciclabile - Tratto D-D (Lato Est)

13.7.1 Caratteristiche geometriche e stratigrafiche

Si riportano nelle figure seguenti il modello di calcolo implementato.

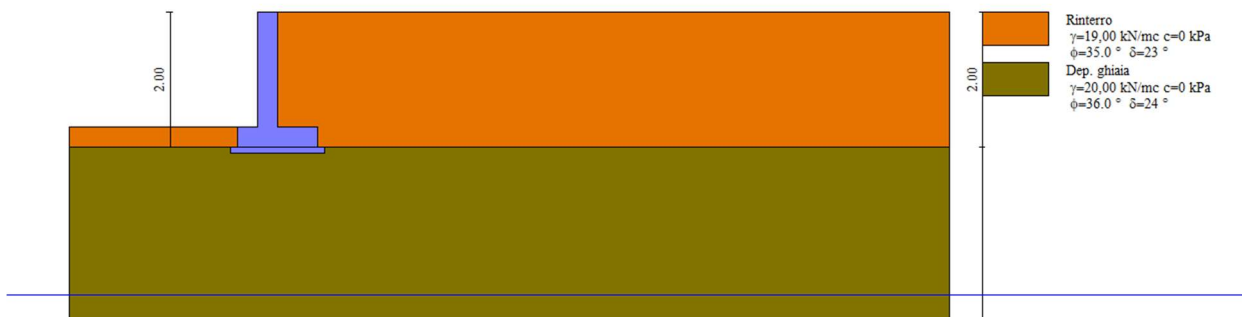


Figura 13-43 Sezione tratto D-D Est – Modello di calcolo implementato

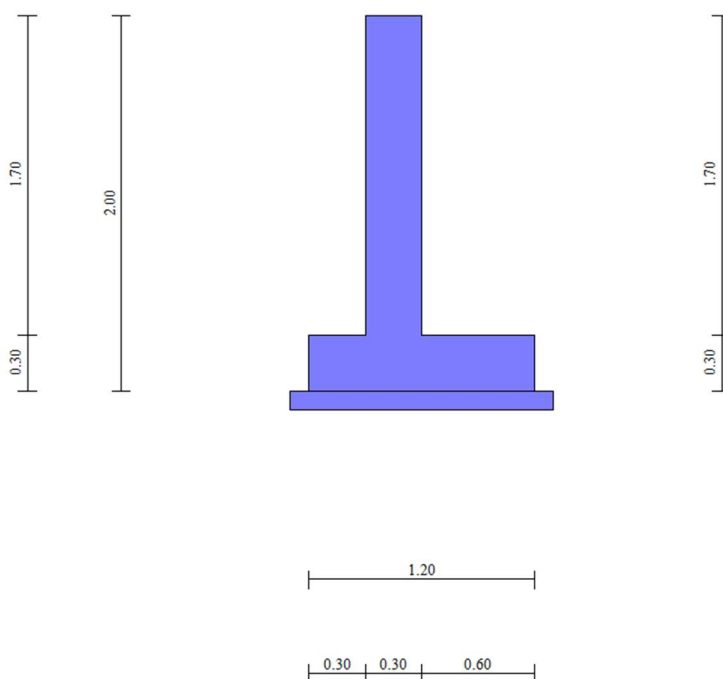


Figura 13-44 Sezione tratto D-D Est – Dimensioni del muro di sostegno

13.7.2 Condizioni di carico e combinazioni

Di seguito vengono descritti i carichi considerati ai fini del dimensionamento del muro.

Peso proprio

Peso specifico cls:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso unitario pareti (base):

$$g_{1,pareti} = 25 \cdot 0.30\text{m} = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario fondazione:

$$g_{1,fond} = 25 \cdot 0.30\text{m} = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del terreno

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z e considerando anche l'eventuale presenza della falda alla quota z_0 .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Carico variabile

Si considera un carico distribuito di 10 kPa come carico applicato a tergo del muro di sostegno.

Inerzia struttura

La forza d'inerzia della struttura è determinata dal peso del muro e dal coefficiente sismico k_h calcolato come:

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

dove:

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

g = accelerazione di gravità.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD)

In tutti i casi viene considerata trascurabile la componente verticale del sisma.

Incremento sismico spinta delle terre

La spinta sismica dovuta all'accelerazione e quindi alle forze di inerzia del terreno al lato delle strutture è calcolata con il metodo di Mononobe-Okabe descritto in precedenza.

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC2018 considerando i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:



Coefficienti parziali e di combinazione

NORMATIVA
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm N.T.C. 2008 - Approccio 1 N.T.C. 2018
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite N.T.C. 2008 - Approccio 2

Coef. sulle azioni Coef. sulle resistenze Fondazione Pali Tiranti Altro Verifiche idrauliche

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche				
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
P. strutturali	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
P. strutturali	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,10	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
P. non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00
P. non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,35	1,35	1,15	1,00	1,00	1,00

Figura 13-45 Coefficienti parziali di sicurezza

Le combinazioni di carico impiegate sono:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

13.7.3 Sollecitazioni di verifica

Le sollecitazioni ottenute dall'involuppo agenti in paramento ed in fondazione sono:

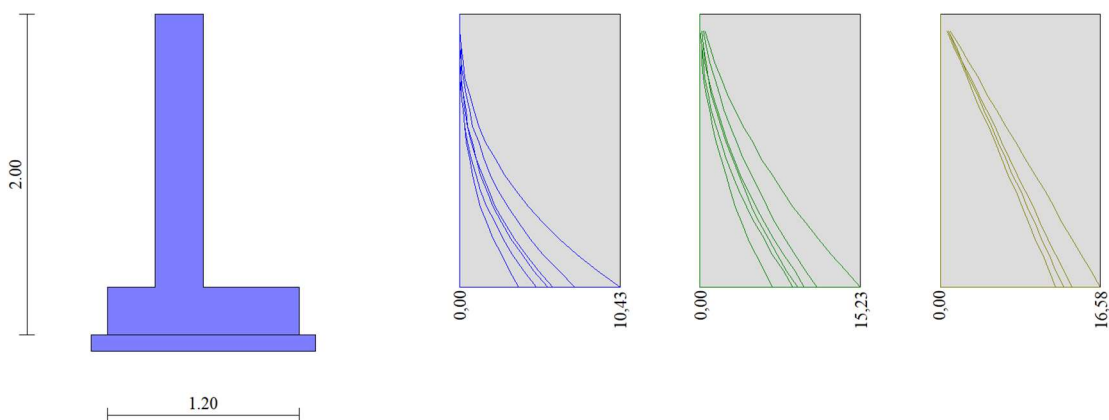


Figura 13-46. Sollecitazioni paramento ENV SLU/SLV

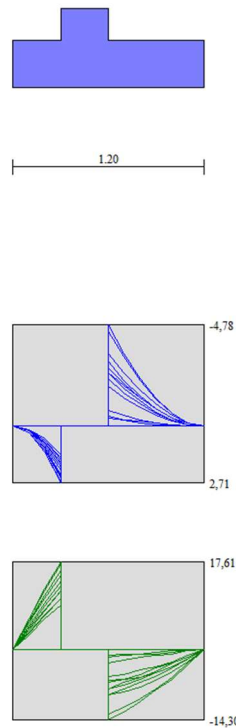


Figura 13-47: Sollecitazioni fondazione ENV SLU/SLV

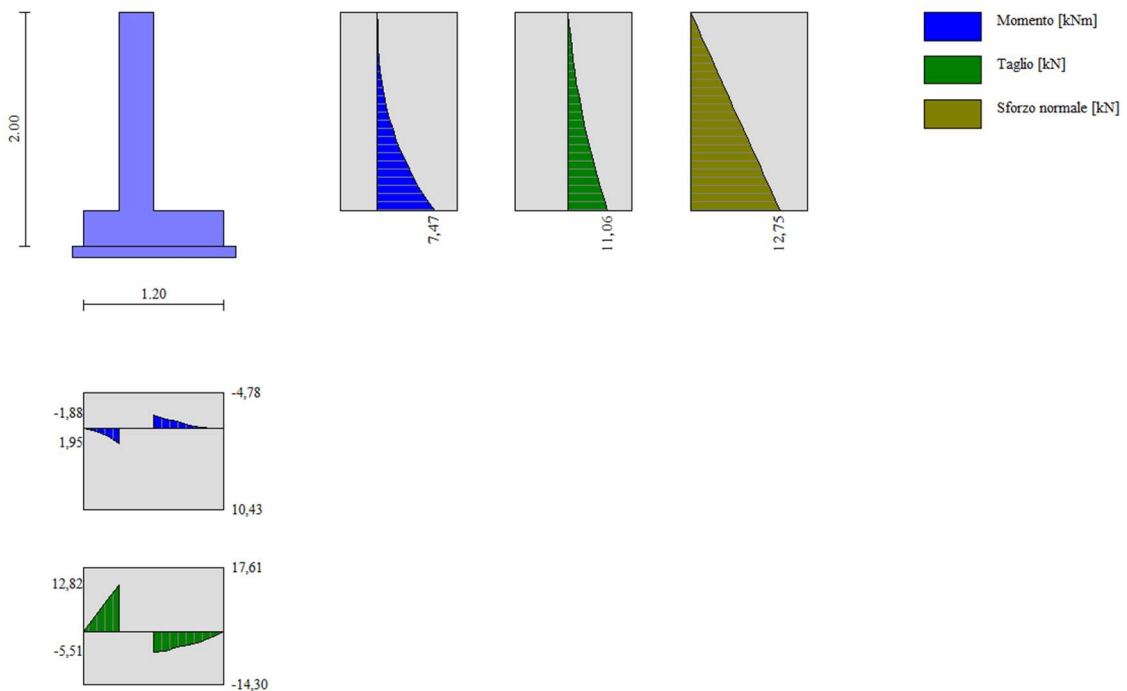


Figura 13-48: Sollecitazione muro RARA

13.7.4 Verifiche strutturali STR

Si riportano di seguito le verifiche effettuate del muro considerando le sollecitazioni massime e minime agenti. Le verifiche allo stato limite di esercizio prendono come riferimento i valori limite da Normativa. Il muro è armato come segue:

Paramento

- Armatura esterna $\phi 12/20$
- Armatura interna $\phi 12/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

Soletta

- Armatura intradosso $\phi 12/20$
- Armatura estradosso $\phi 12/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

Sia per il paramento che per la soletta sono previste delle barre correnti $\phi 12/20$ e un copriferro netto pari a 4 cm.

PARAMENTO

geometria					sollecitazioni e risultati			
sezione trasversale					SLE	SLU		
B	H	c	d	z	M_{Ek}	M_{Ed}		
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	7,50 [kNm]	11,00 [kNm]		
100	30	4,0	25,4	22,9	N_{Ek}	N_{Ed}		
					-13 [kN]	-17 [kN]		
armatura longitudinale					tensioni e fessure			
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	M_{dec}	0,7 [kNm]	M_{Rd}		
	[mm]	[cm]	[cm ²]	M_{cr}	42,3 [kNm]	62,1 [kNm]		
5	12	4,6	5,65	y_n	-8,33 [cm]	FS		
5	12,0	25,4	5,65	$\sigma_{c,min}$	-1,1 [MPa]	5,65		
				$\sigma_{s,min}$	-5,0 [MPa]	taglio		
				$\sigma_{s,max}$	45,1 [MPa]	V_{Rdc}	135,0 [kN]	
armatura a taglio					k_2	0,5	non serve armatura a taglio	
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	V_{Rds}	37,3 [kN]
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	$s_{r,max}$	- [cm]	V_{Rdmax}	1075,5 [kN]
2,5	8	40	90	1,26	wk	- [mm]	θ	37,0 [°]
							sezione duttile	
							al	25,4 [cm]

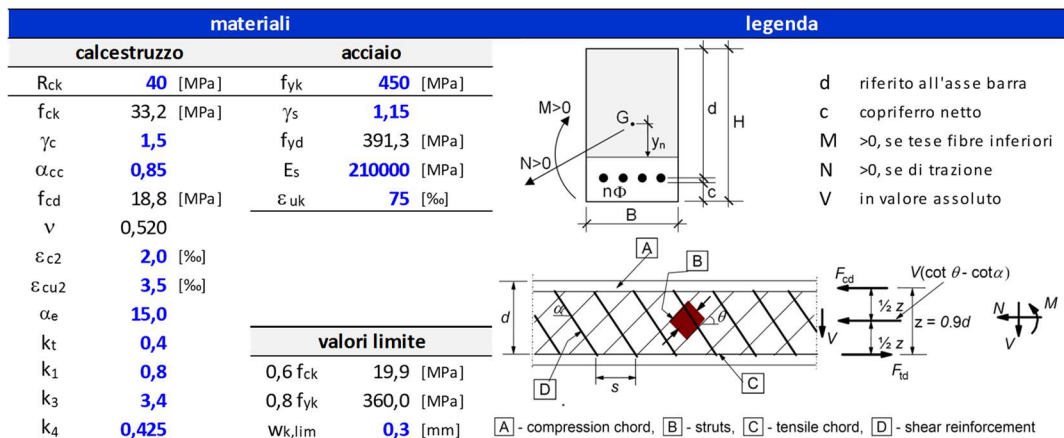


Figura 13-49 Sezione tratto D-D – Verifica strutturale del paramento in c.a.

FONDAZIONE

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	30	4,0	25,4	22,9
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	12	4,6	5,65	
5	12,0	25,4	5,65	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	8	40	90	1,26

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
MEk 2,00 [kNm]	MEd 5,00 [kNm]	
NEk 0 [kN]	NEd 0 [kN]	
tensioni e fessure		
Mdec 0,0 [kNm]	MRd 60,0 [kNm]	
Mcr 41,7 [kNm]	FS 12,00	
yn -9,36 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$ -0,3 [MPa]	VRdc 132,8 [kN]	<i>non serve armatura a taglio</i>
$\sigma_{s,min}$ -0,8 [MPa]	VRds 37,3 [kN]	
$\sigma_{s,max}$ 15,1 [MPa]	VRdmax 1075,5 [kN]	
	θ 37,0 [°]	
k ₂ 0,5	sezione duttile	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	ai 25,4 [cm]	
Sr,max - [cm]		
Wk - [mm]		

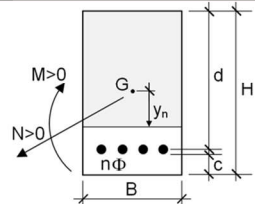
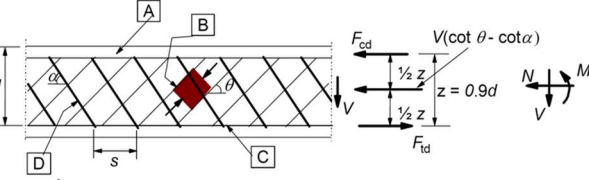
materiali		legenda	
calcestruzzo	acciaio		
Rck 40 [MPa]	f _{yk} 450 [MPa]		d riferito all'asse barra
f _{ck} 33,2 [MPa]	γ_s 1,15		c copriferro netto
γ_c 1,5	f _{yd} 391,3 [MPa]		M > 0, se tese fibre inferiori
α_{cc} 0,85	E _s 210000 [MPa]		N > 0, se di trazione
f _{cd} 18,8 [MPa]	ϵ_{uk} 75 [%]		V in valore assoluto
v 0,520			
ϵ_{c2} 2,0 [%]			
ϵ_{cu2} 3,5 [%]			
α_e 15,0			
kt 0,4			
k ₁ 0,8			
k ₃ 3,4			
k ₄ 0,425			
	valori limite		
	0,6 f _{ck} 19,9 [MPa]		
	0,8 f _{yk} 360,0 [MPa]		
	W _{k,lim} 0,3 [mm]		

Figura 13-50 Sezione tratto D-D – Verifica strutturale della soletta di fondazione in c.a.

13.7.5 Verifiche geotecniche GEO

Di seguito si riassumono i coefficienti di sicurezza ottenuti dalle verifiche geotecniche per le differenti condizioni di carico considerate.

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.682		8.870			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.322		4.748			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.297		5.091			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.222		5.116			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.129		9.629			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.892		9.171			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.918		8.512			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.600		5.269			
9 - STR (A1-M1-R3)		1.453		5.296			
10 - STR (A1-M1-R3)		1.469		4.848			
11 - GEO (A2-M2-R2)					1.738		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.469		
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.755		
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.703		
15 - EQU (A1-M1-R3)			4.264				
16 - EQU (A1-M1-R3)			2.995				
17 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.367				
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.944				

Tabella 13-10 Verifiche geotecniche

13.8 Muro sostegno ciclabile (Lato Ovest)

La sezione di calcolo è rappresentativa dei muri di sostegno del tratto E-E lato Ovest.

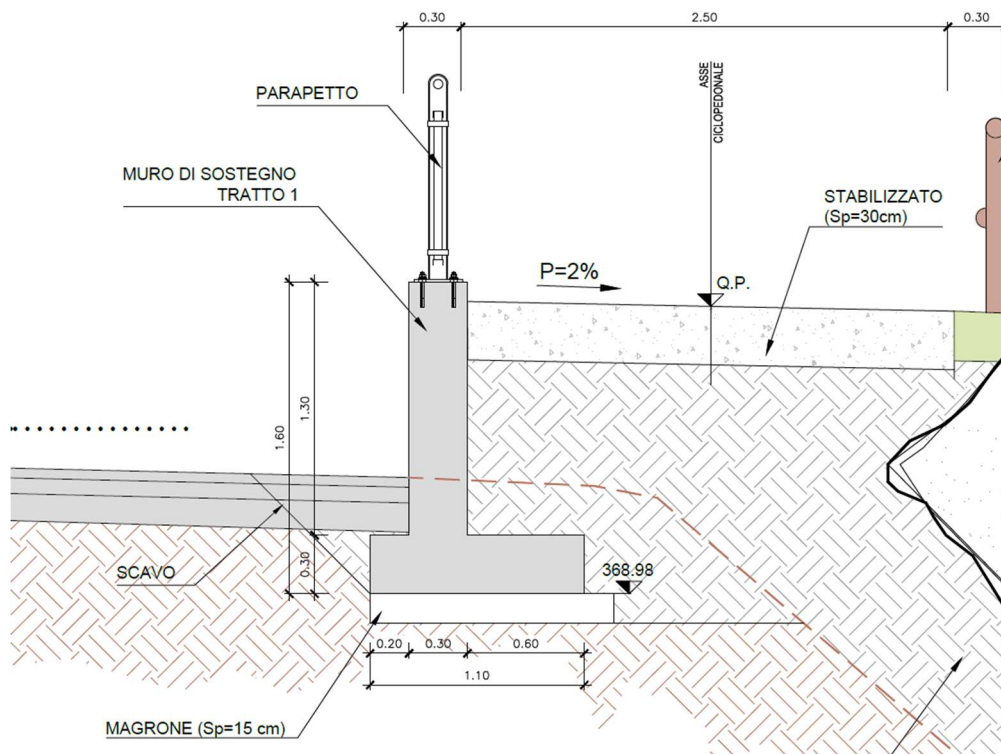


Figura 13-51 Dimensioni geometriche del muro tipico tratto E-E Ovest

13.8.1 Ipotesi geometriche e stratigrafiche

Si riportano nelle figure seguenti il modello di calcolo implementato.

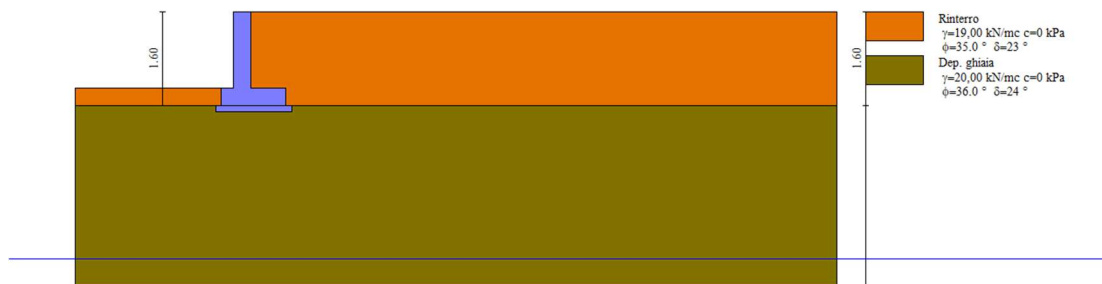


Figura 13-52 – Sezione tratto E-E Ovest – Modello di calcolo implementato

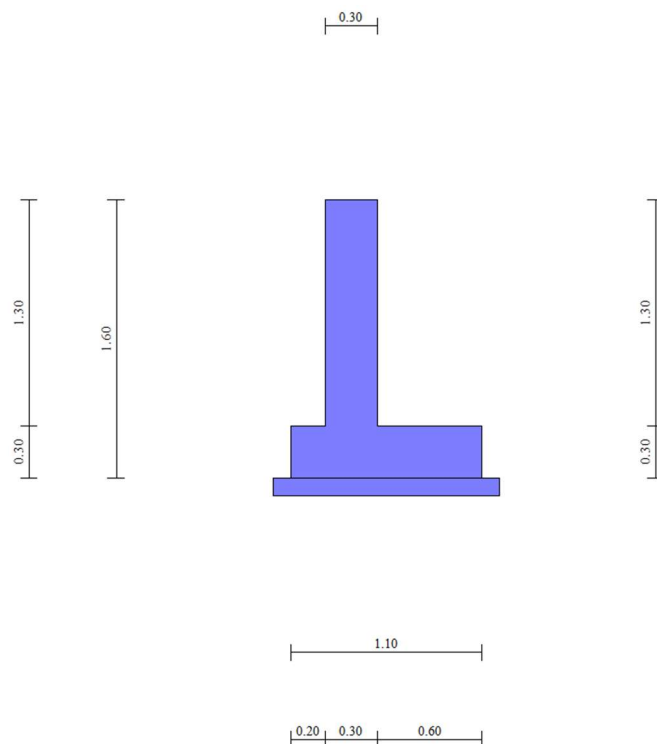


Figura 13-53 – Sezione tratto E-E Ovest – Dimensioni del muro di sostegno

13.8.2 Condizioni di carico e combinazioni

Di seguito vengono descritti i carichi considerati ai fini del dimensionamento del muro.

Peso proprio

Peso specifico cls:

$$\gamma_{\text{cls}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

Peso unitario pareti (base):

$$g_{1,\text{pareti}} = 25 \cdot 0,30\text{m} = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario fondazione:

$$g_{1,\text{fond}} = 25 \cdot 0,30\text{m} = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del terreno

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z e considerando anche l'eventuale presenza della falda alla quota z_0 .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma'_t \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Carico variabile

Si considera un carico distribuito di 10 kPa come carico applicato a tergo del muro di sostegno.

Inerzia struttura

La forza d'inerzia della struttura è determinata dal peso del muro e dal coefficiente sismico k_h calcolato come:

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

dove:

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

g = accelerazione di gravità.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD)

In tutti i casi viene considerata trascurabile la componente verticale del sisma.

Incremento sismico spinta delle terre

La spinta sismica dovuta all'accelerazione e quindi alle forze di inerzia del terreno al lato delle strutture è calcolata con il metodo di Mononobe-Okabe descritto in precedenza.

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC2018 considerando i seguenti coefficienti parziali di sicurezza.

Coefficienti parziali e di combinazione

NORMATIVA
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm N.T.C. 2008 - Approccio 1 N.T.C. 2018
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite N.T.C. 2008 - Approccio 2

Coef. sulle azioni Coef. sulle resistenze Fondazione Pali Tiranti Altro Verifiche idrauliche

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche				
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
P. strutturali	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
P. strutturali	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,10	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
P. non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00
P. non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,50	1,35	1,35	1,15	1,00	1,00	1,00

Tabella 13-11 Coefficienti parziali di sicurezza

Le combinazioni di carico impiegate sono:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Q folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q folla	1.00	1.00	Sfavorevole

13.8.3 Verifiche strutturali STR

Le sollecitazioni ottenute dall'involuppo agenti in paramento ed in fondazione sono:

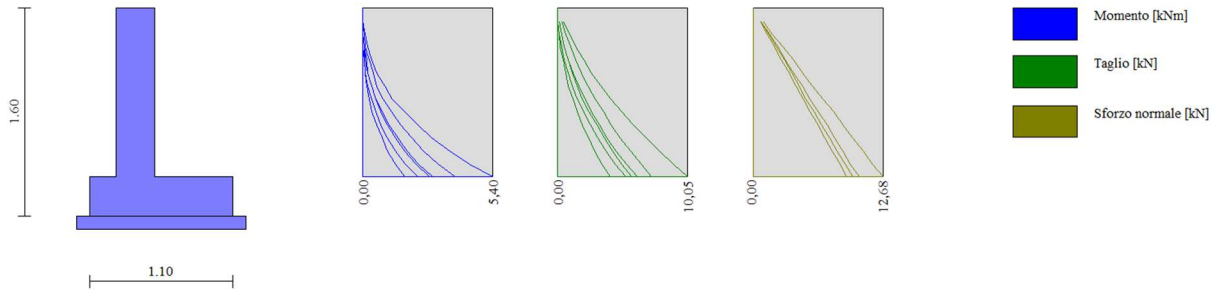


Figura 13-54. Sollecitazioni paramento ENV SLU/SLV

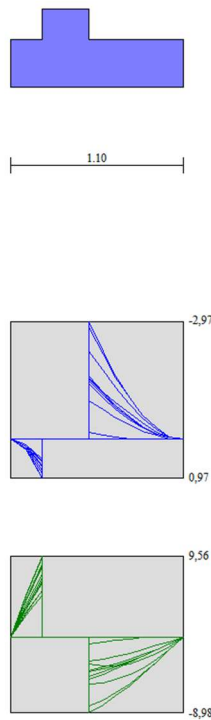


Figura 13-55. Sollecitazioni fondazione ENV SLU/SLV

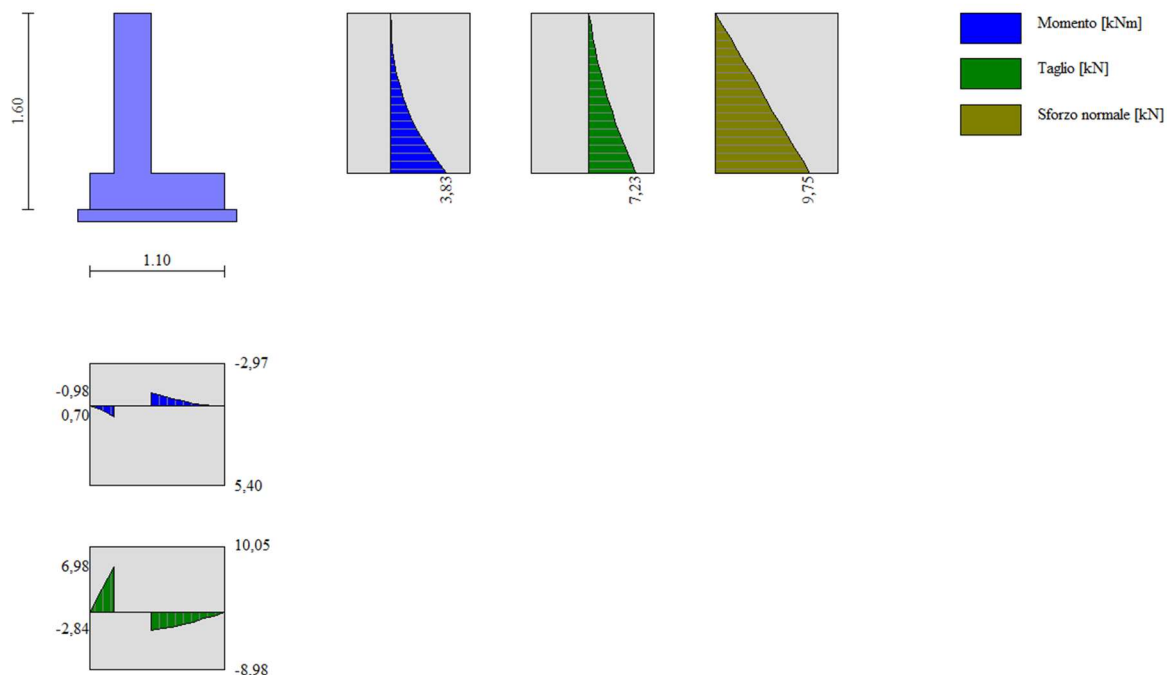


Figura 13-56: Sollecitazione muro RARA

13.8.4 Verifica strutturale del muro

Si riportano di seguito le verifiche effettuate del muro considerando le sollecitazioni massime e minime agenti. Il muro è armato come segue:

Paramento

- Armatura esterna $\phi 12/20$
- Armatura interna $\phi 12/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

Soletta

- Armatura intradosso $\phi 12/20$
- Armatura estradosso $\phi 12/20$
- Spilli $\phi 8/40 \times 40$

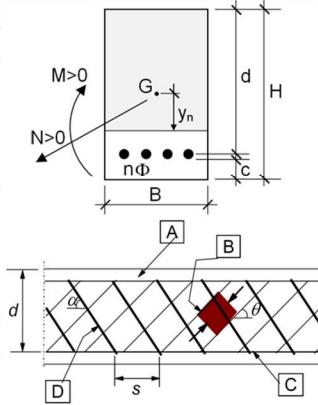
Sia per il paramento che per la soletta sono previste delle barre correnti $\phi 12/20$ e un copriferro netto pari a 4 cm.

PARAMENTO

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	30	4,0	25,4	22,9
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	12	4,6	5,65	
5	12,0	25,4	5,65	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	8	40	90	1,26

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk	4,00 [kNm]	MEd	5,40 [kNm]
NEk	-10 [kN]	NEd	-13 [kN]
tensioni e fessure		VEd	10,00 [kN]
Mdec	0,5 [kNm]	MRd	61,6 [kNm]
Mcr	42,2 [kNm]	FS	11,41
taglio		VRdc	134,5 [kN]
yn	-7,79 [cm]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{c,min}$	-0,6 [MPa]	VRds	37,3 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-3,1 [MPa]	VRdmax	1075,5 [kN]
$\sigma_{s,max}$	21,4 [MPa]	θ	37,0 [°]
sezione duttile		ai	25,4 [cm]
k ₂	0,5		
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [%]		
Sr,max	- [cm]		
Wk	- [mm]		

materiali		legenda	
calcestruzzo	acciaio		
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
v	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		
valori limite			
	0,6 f _{ck}	19,9 [MPa]	
	0,8 f _{yk}	360,0 [MPa]	
	W _{k,lim}	0,3 [mm]	



d riferito all'asse barra
c copriferro netto
M >0, se tese fibre inferiori
N >0, se di trazione
V in valore assoluto

F_{cd}
 $V(\cot \theta - \cot \alpha)$
 $z = 0,9d$
 F_{td}

A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement

Figura 13-57 Sezione tratto E-E – Verifica strutturale del paramento in c.a.

FONDAZIONE

geometria					sollecitazioni e risultati	
sezione trasversale					SLE	SLU
B	H	c	d	z	MEk	MEd
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	1,00 [kNm]	3,00 [kNm]
100	30	4,0	25,4	NEk	NEd	
				0 [kN]	0 [kN]	
armatura longitudinale					tensioni e fessure	
nbarre	ϕ	d	Asl	Mdec	MRd	
[mm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	0,0 [kNm]	60,0 [kNm]	
5	12	4,6	5,65	Mcr	FS	
5	12,0	25,4	5,65	41,7 [kNm]	20,00	
armatura a taglio					taglio	
nbracci	ϕ	s	α	yn	VRdc	
[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	-9,36 [cm]	132,8 [kN]	
2,5	8	40	90	$\sigma_{c,min}$	non serve armatura a taglio	
				-0,1 [MPa]		
				$\sigma_{s,min}$		
				-0,4 [MPa]		
				$\sigma_{s,max}$		
				7,6 [MPa]		
				k ₂	VRds	
				0,5	37,3 [kN]	
				$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	VRdmax	
				- [%]	1075,5 [kN]	
				Sr,max	θ	
				- [cm]	37,0 [°]	
				wk	sezione duttile	
				- [mm]	al	
					25,4 [cm]	

materiali		legenda	
calcestruzzo	acciaio		
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
fck	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
fcd	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
v	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
kt	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		
		valori limite	
		0,6 fck	19,9 [MPa]
		0,8 f _{yk}	360,0 [MPa]
		wk,lim	0,3 [mm]

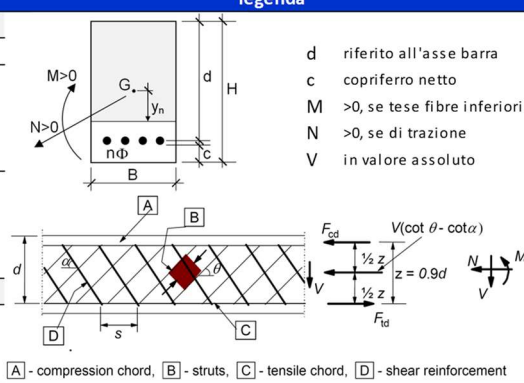


Figura 13-58 Sezione tratto E-E – Verifica strutturale del paramento in c.a.

13.8.5 Verifiche geotecniche GEO

Di seguito si riassumono i coefficienti di sicurezza ottenuti dalle verifiche geotecniche per le differenti condizioni di carico considerate.

	Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)			2.049		11.925			
2 - STR (A1-M1-R3)			1.537		6.524			
3 - STR (A1-M1-R3)		H + V	1.473		6.806			
4 - STR (A1-M1-R3)		H - V	1.381		6.929			
5 - STR (A1-M1-R3)			2.607		12.039			
6 - STR (A1-M1-R3)			2.301		11.637			
7 - STR (A1-M1-R3)			2.355		10.895			
8 - STR (A1-M1-R3)			1.854		6.807			
9 - STR (A1-M1-R3)			1.680		7.160			
10 - STR (A1-M1-R3)			1.711		6.381			
11 - GEO (A2-M2-R2)						1.962		
12 - GEO (A2-M2-R2)						1.565		
13 - GEO (A2-M2-R2)		H + V				1.914		
14 - GEO (A2-M2-R2)		H - V				1.857		
15 - EQU (A1-M1-R3)				5.610				
16 - EQU (A1-M1-R3)				3.741				
17 - EQU (A1-M1-R3)		H + V		2.800				
18 - EQU (A1-M1-R3)		H - V		2.218				

Figura 13-59: Verifiche geotecniche