

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.
Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico:

*Il Responsabile di Progetto
Dot. Ing. Luca Bondanelli*

Il Geologo:
N A

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:
N A

Progettista Responsabile: **Ing. PIETRO MAZZOLI**
Impresa Pizzarotti & C.
Ing. Pietro Mazzoli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 021

Titolo Elaborato:

**Asse Principale
Opere di sostegno
Muro di sostegno-rampa nord cavalcavia S.C.
Bianconese
Relazione tecnica e di calcolo**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	I	AP	OS	17	G	RE	001	A

A	19/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	POLUZZI	NIGRELLI	MAZZOLI
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4	COPRIFERRI	9
5	CODICI DI CALCOLO	10
5.1	VCASLU	10
5.2	MAX 9.0 E MAX 10.0 - AZTEC	10
6	TERRENI	12
6.1	CARATTERISTICHE MECCANICHE	12
6.2	STRATIGRAFIA	12
6.3	PROFILO TERRENO	13
6.4	FALDA	13
7	GEOMETRIA	14
8	METODI DI CALCOLO	15
8.1	CALCOLO DELLA SPINTA	15
8.1.1	METODO DI CULMANN	15
8.1.2	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	15
8.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO	16
8.3	VERIFICA A SCORRIMENTO	16
8.4	VERIFICA A CARICO LIMITE	17
8.5	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE	19
9	CONDIZIONI DI CARICO	21
10	COMBINAZIONI DI CARICO	23
11	IMPOSTAZIONI DI ANALISI	24
12	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	26
12.1	PARAMENTO	26
12.2	FONDAZIONE	27
13	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	29
14	VERIFICHE STRUTTURALI	30
14.1	PARAMENTO	31
14.2	FONDAZIONE	33
15	VERIFICHE GEOTECNICHE	36
16	SCHEMA ARMATURA	37
17	VERIFICHE DEL PARAPETTO	38
18	CONCLUSIONI	46

1 PREMESSA

La presente Relazione di Calcolo si inserisce nell'ambito dei lavori per il "Progetto del "Raccordo Autostradale A15/A22 - Corridoio plurimodale Tirreno-Brennero - Raccordo autostradale tra l'Autostrada della Cisa - Fontevivo (PR) e l'Autostrada del Brennero - Nogarole Rocca (VR) - I Lotto".

In particolare si tratta del progetto del muro di sottoscarpa a fondazione diretta denominato OS17 a protezione del traliccio ferroviario dell'alta tensione. Il rilevato sostenuto dal muro in progetto è quello relativo alla Deviazione S.C. di Bianconese dove la nuova strada in progetto scavalca l'autostrada A1 mediante il cavalcavia S.C. di Bianconese (spalla 1 - lato nord).

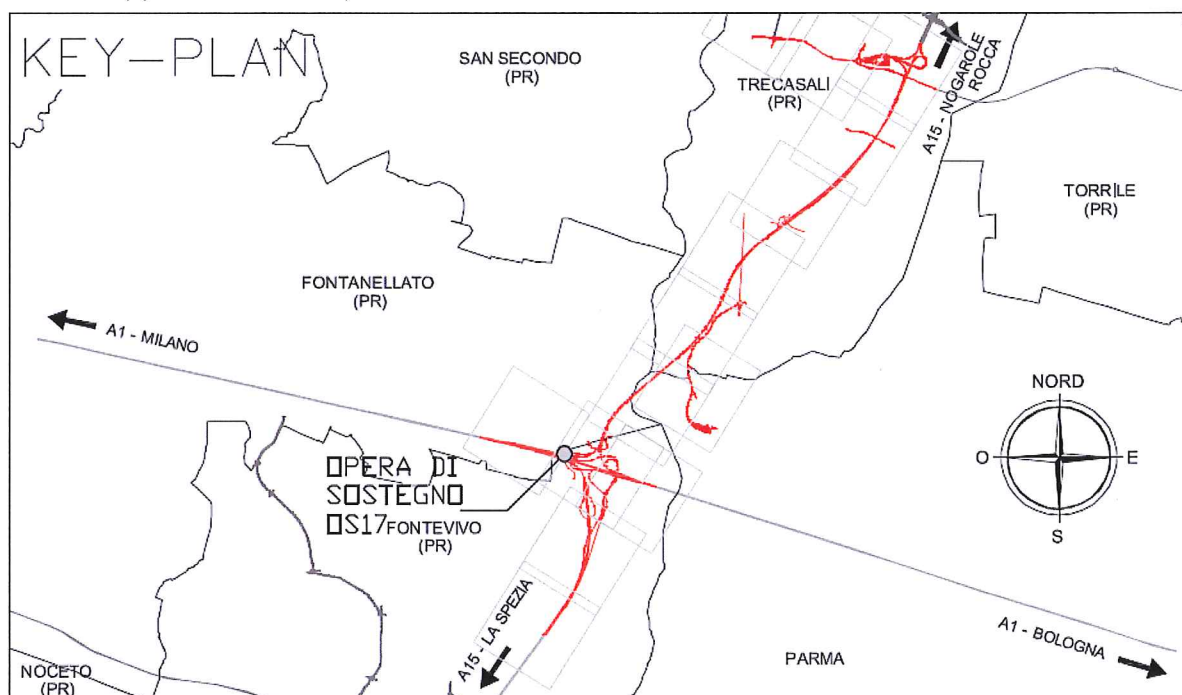


Figura 1-1 – Localizzazione Muro OS17

Lungo il tracciato sono state effettuate diverse campagne di indagini geotecniche a partire dal 1986 fino al 2013. Dalla restituzione di tali indagini si è evidenziata la presenza in loco di un terreno di buone caratteristiche geomeccaniche. In particolare si tratta di una ghiaia posta in sinistra idraulica del Taro, per la quale sono stati assunti in progetto i seguenti parametri meccanici: $\gamma=19\text{kN/m}^3$; $\phi=\delta=41^\circ$; $c=0\text{kPa}$; $c_a=0\text{kPa}$. Data la posizione dell'opera, è stato assunto come riferimento per l'ottenimento dei parametri di progetto il sondaggio CC09 della Campagna del 2013. Come si evince dai profili stratigrafici in questa zona la falda non risulta superficiale quindi nel progetto non è stata considerata.

Il paramento di valle del muro presenta una pendenza del 10%; in sommità, sempre sul lato di valle, è previsto un dente di dimensioni (10x20)cm. La larghezza del muro in sommità è pari a 25cm e l'altezza totale del muro è pari a 5.30m. Per consentire lo scarico delle acque lungo il paramento sono previsti dei tubi di drenaggio $\phi 100\text{mm}$ ogni (2x3)m. Per i muri è previsto un conglomerato cementizio con classe di resistenza C32/40 e un'armatura B450C (ex FeB44k).

La fondazione di spessore 70cm si prevede realizzata sopra a un getto di calcestruzzo magro dello spessore di 15cm; la mensola di valle è di 61cm di larghezza mentre quella di monte presenta una larghezza di 2.05m per una larghezza totale della ciabatta pari a 3.50m. In progetto non sono stati tenuti in conto eventuali ricoprimenti di terreno sulla mensola di valle della fondazione.

Il terreno di riempimento per la formazione del rilevato presenta le seguenti caratteristiche meccaniche: $\gamma=20\text{kN/m}^3$; $\phi=35^\circ$; $\delta=23.33^\circ$; $c=0\text{kPa}$; $c_a=0\text{kPa}$.

Nel progetto sono stati considerati i seguenti carichi:

- pesi propri ($\gamma_{cls}=25\text{kN/m}^3$) e permanenti portati (parapetto: 100kN/m);
- spinta del terreno;

- carico accidentale dovuto ai mezzi (20kN/m);
- azione sismica.

I valori caratteristici delle azioni sono stati opportunamente combinati ed incrementati tramite coefficienti di partecipazione secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Il calcolo sismico delle opere di sostegno è stato eseguito seguendo le prescrizioni dell'Ord. 3274 del 20 marzo 2003, adottando la zona sismica 3 ($a_g=15\%$) e un coefficiente di importanza $\gamma_I=1.3$.

Il calcolo dei muri in oggetto è stato svolto mediante il software di calcolo Max 9.0 e Max 10 della Aztec Informatica per quanto riguarda l'ottenimento delle sollecitazioni lungo il paramento e sulle mensole di fondazione. Le verifiche delle sezioni invece sono state svolte con il codice VcaSlu e con l'ausilio di appositi fogli di calcolo Excel appositamente realizzati internamente allo studio.

CONCI 1 E 2

SEZIONE TRASVERSALE 1:50

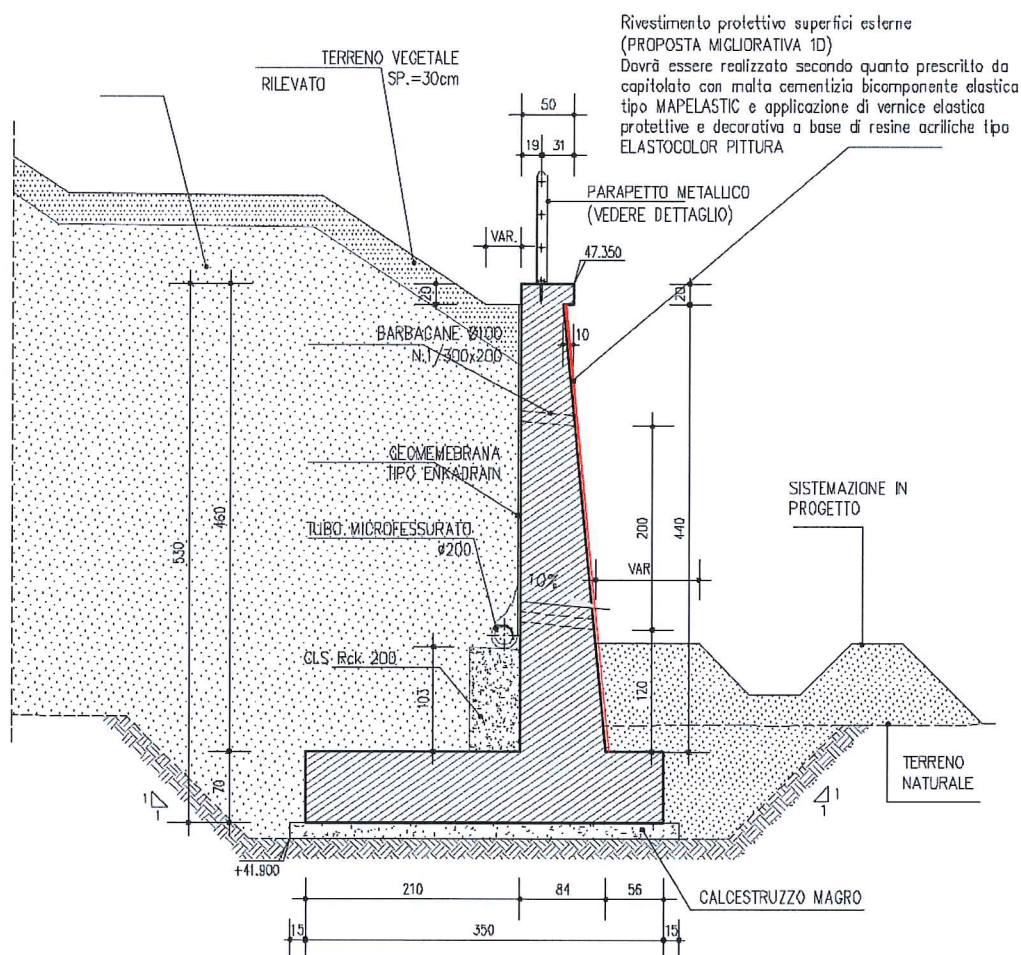


Figura 1-2 – Sezione Tipo

Come si vede anche dalla sezione tipo, nel progetto sono stati adottati opportuni accorgimenti aventi l'obiettivo di garantire una maggiore durabilità alle opere, in particolare, oltre all'aumento della classe di esposizione del calcestruzzo (XC4+XD1+XF2 – variante migliorativa 1G), si prevede l'impermeabilizzazione della superficie esterna mediante rivestimento con malta cementizia bicomponente elastica (tipo MAPELASTIC) e vernice a base di resine acriliche (tipo ELASTOCOLOR). Tale miglioria rientra nella variante migliorativa 1D.

Gli elaborati di riferimento della presente OS sono:

CODICE	TITOLO	SCALA
RAAA1EIAPOS17GRE001	Relazione tecnica e di calcolo	-
RAAA1EIAPOS17GRE002	Relazione tecnica e di calcolo - Allegati	-
RAAA1EIAPOS17GPL001	Planimetria di inquadramento dell'opera	1:200
RAAA1EIAPOS17GPL002	Pianta scavi	1:200
RAAA1EIAPOS17GCA001	Carpenterie	VARIE
RAAA1EIAPOS17GAR001	Armature	1:50

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento statico e la verifica dei muri sono stati redatti nel rispetto della sotto riportata normativa:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971. "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge nr. 64 del 02/02/1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 03/12/1987. "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate";
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Ministero LL. PP. 16/03/1989 N. 31104. "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate";
- D.M. LL. PP. del 04/05/1990. "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali" e Allegato "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali";
- Circolare Ministero LL. PP. del 25/02/1991. Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992. "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 9 Gennaio 1996. "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16 Gennaio 1996. "Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- D.M. 16 Gennaio 1996. "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- Circolare Ministero LL.PP. 4 Luglio 1996 N. 156 AA.GG./STC."Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996;
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C."Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche" di cui al D.M. 9 Gennaio 1996;
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996;
- CNR 10011/97. "Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR 10016/2000. "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- UNI EN 206-1:2001. "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- O.P.C.M. 3274 20/03/2003. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Norma Italiana UNI EN 1794-1. "Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche";
- Eurocodice 2 / UNI ENV 1992-1-1. "Progettazione delle strutture di calcestruzzo" e relativi D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;
- Eurocodice 3 / UNI ENV 1993-1-1. "Progettazione delle strutture di acciaio" e relativi D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;
- Eurocodice 4 / UNI ENV 1994-1-1. "Progetto delle strutture composite acciaio calcestruzzo" e relativi D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;
- Eurocodice 7 / UNI ENV 1997-1-1. "Progettazione geotecnica" e relativi D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;
- Eurocodice 8 / UNI ENV 1998-1-1. "Progetto delle strutture resistenti al sisma" e relativi D.A.N.

(Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;

- Model Code CEB-FIP 1990;
- CEB Manual on "Structural effect of time-dependent behaviour of concrete" 1990;
- Structural Concrete – Textbook on behavior, Design and Performance, CEB-FIP.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo utilizzato per i muri:

- Peso specifico 25.0 [kN/mc]
- Classe di Resistenza C32/40
- Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} = 40.00$ [MPa]
- Modulo elastico ($5700\sqrt{R_{ck}}$) $E = 36050$ [MPa]

Acciaio utilizzato per i muri:

- Tipo B450C (ex FeB44k)
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}=430$ [MPa]
- Tensione dell'acciaio di progetto $f_{sd}=373.9$ [MPa]
- Tensione ammissibile $\sigma_{amm}=255$ [MPa]

4 COPRIFERRI

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore viene misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina.

Per i muri di sostegno si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{\min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	50
<i>ELEVAZIONE</i>	50

5 CODICI DI CALCOLO

5.1 VCASLU

Il software VcaSlu consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

5.2 MAX 9.0 E MAX 10.0 - AZTEC

I calcoli per il dimensionamento delle strutture di sostegno (muri) sono stati eseguiti con l'ausilio del programma di calcolo *MAX 9.0*, versione 9.05b e *MAX 10.0* versione 10.07a, prodotto dalla "Aztec Informatica Srl", di Casole Bruzio (CS) (Licenza n. AIU26662G).

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
MAX 9.0	9.05b	13 Novembre 2009	Aztec Informatica Srl	13 Novembre 2009	(fare riferimento al produttore)
MAX 10.0	10.07b	13 Novembre 2009	Aztec Informatica Srl	13 Novembre 2009	(fare riferimento al produttore)

Il programma MAX è dedicato all'analisi e al calcolo dei muri di sostegno. I tipi di muri che è possibile analizzare con il programma MAX sono:

- muri a gravità;
- a semigravità;
- muri in calcestruzzo armato.

Possono essere inoltre considerati, in funzione del tipo di muro e del materiale che lo costituisce, muri con:

- contrafforti;
- mensole di contrappeso e di marciapiede;
- pali di fondazione;
- tiranti di ancoraggio.

MAX consente inoltre l'analisi di muri di cantina. Il programma consente di stratificare il terreno sia in elevazione sia in fondazione, e di inserire carichi (concentrati e distribuiti) sul profilo e in qualsiasi posizione del muro.

Il programma consente di inserire carichi (concentrati e distribuiti) sul terreno e sul muro, in qualunque posizione. I carichi sono gestiti per condizioni. Definite le condizioni di carico, si possono definire le combinazioni di carico manualmente o in modo automatico previa definizione del tipo di Normativa da utilizzare:

- D.M. 1988 + D.M. 1996 o Ordinanza Ministeriale 3274/2003 per il MAX 9.0;
- D.M. 1988 + D.M. 1996 o D.M. 14/01/2008 (NTC 2008) per il MAX 10.0.

L'analisi può essere eseguita sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche. Il calcolo delle armature e la verifica delle sezioni eseguito con il metodo delle tensioni ammissibili o degli stati limite ultimi.

I metodi di calcolo implementati in nel programma sono:

Calcolo della spinta:

- Rankine;
- Coulomb;
- Culman;
- Mononobe-Okabe;

Calcolo della capacità portante:

- Terzaghi;
- Meyerof;
- Hansen;

Vesic;

Berezantzev.

In presenza di tiranti o contrafforti sul paramento, quest'ultimo viene calcolato attraverso un modello a piastra utilizzato anche per le mensole di fondazione in presenza di pali. Le piastre e i pali vengono calcolati con il metodo degli Elementi finiti.

Analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera:

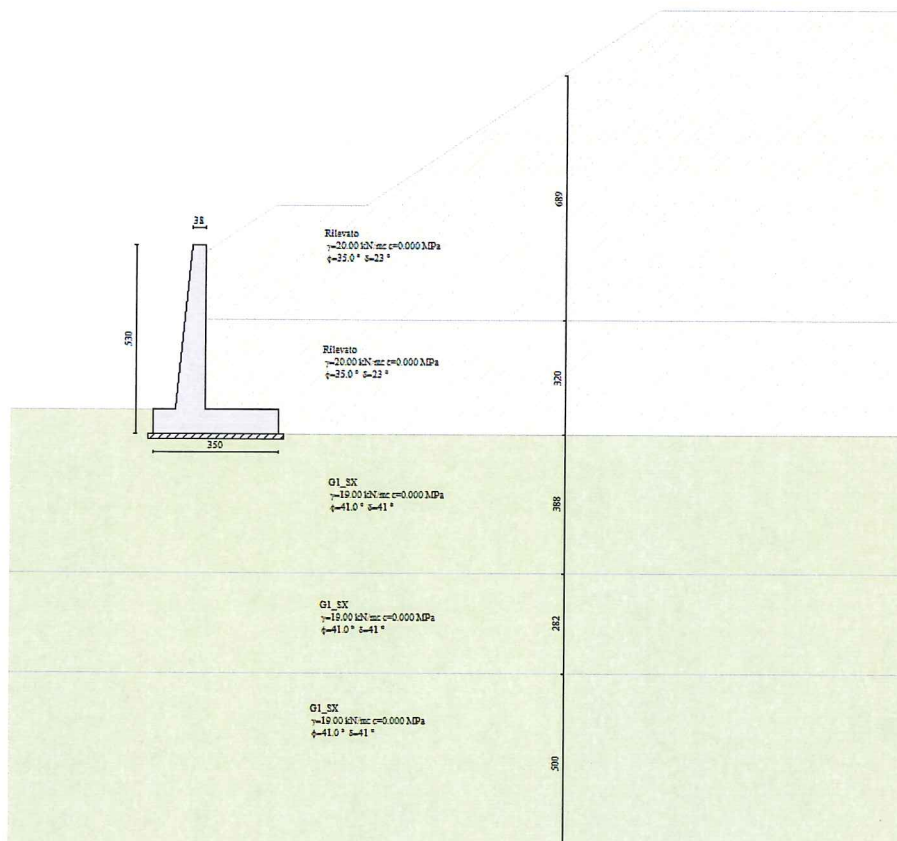
Fellenius;

Bishop.

In presenza di pali di fondazione è possibile selezionare il tipo di capacità portante (capacità portante di punta, capacità portante per attrito laterale), la tipologia dei pali (pali infissi, pali trivellati), la modalità di rottura del sistema palo-terreno, ecc.

6 TERRENI

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni, la stratigrafia, il profilo del terreno e la quota di falda utilizzati nelle verifiche dei muri.



6.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_w	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ	δ	c	c_a
1	Rilevato	20.00	21.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
5	G1_SX	19.00	20.50	41.00	41.00	0.0000	0.0000

6.2 STRATIGRAFIA

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
---	---------------------

Y_0	Ordinata punto iniziale espresso in [m]
Y_1	Ordinata punto finale espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
K_w	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
K_s	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	Y0	Y1	a	Kw	Ks	Terreno
1	-2.10	-2.10	0.00	0.10	0.00	Rilevato
2	-5.30	-5.30	0.00	2.70	0.50	Rilevato
3	-9.18	-9.18	0.00	2.70	0.50	G1_SX
4	-12.00	-12.00	0.00	2.70	0.50	G1_SX
5	-17.00	-17.00	0.00	6.40	0.50	G1_SX

6.3 PROFILO TERRENO

Terreno a monte del muro

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

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

N	X	Y	A
1	0.01	-0.20	-87.14
2	1.97	1.11	33.76
3	4.47	1.11	0.00
4	12.72	6.61	33.69
5	20.00	6.61	0.00

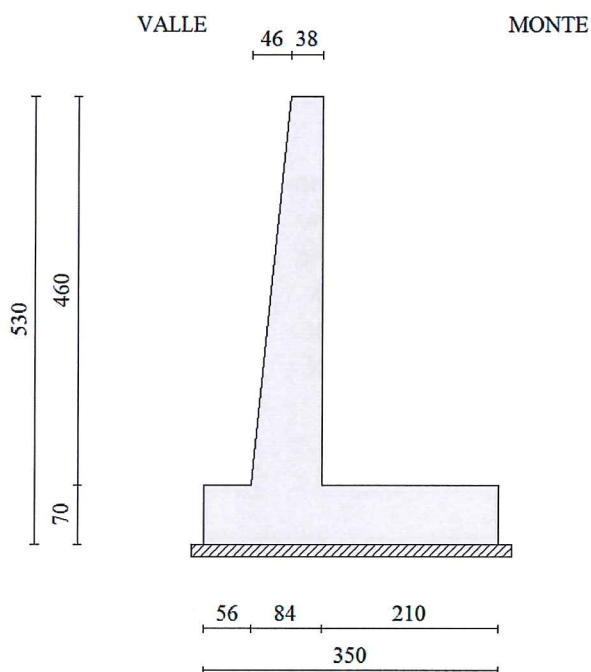
Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]
 Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.00 [m]

6.4 FALDA

Falda non presente.

7 GEOMETRIA



Geometria Muro

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	4.60 [m]
Spessore in sommità	0.38 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.84 [m]
Inclinazione paramento esterno	5.71 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Geometria Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.56 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.10 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.70 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

8 METODI DI CALCOLO

8.1 CALCOLO DELLA SPINTA

8.1.1 METODO DI CULMANN

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

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

8.1.2 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

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

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

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

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

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

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

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

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da
 $\Delta S = AS' - S$

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

$$F_{iH} = k_H W \quad F_{iV} = \pm k_V W$$

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

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

8.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

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

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

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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

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

8.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

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

delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s
Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

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

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

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

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

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

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

8.4 VERIFICA A CARICO LIMITE

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

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

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

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen. Cambia solo il fattore N_γ e l'espressione di alcuni coefficienti.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B_\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

I fattori che compaiono in queste espressioni sono espressi da:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} K_p p a r$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$$

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg}\phi$$

$$s_y = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \text{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\text{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$d_y = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

$$m = \frac{2+B/L}{1+B/L}$$

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \text{ctg} \phi}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \text{ctg} \phi}\right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \text{tg} \phi)^2$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \text{tg} \beta)^2$$

8.5 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

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

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

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

di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

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

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

9 CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

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

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

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

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

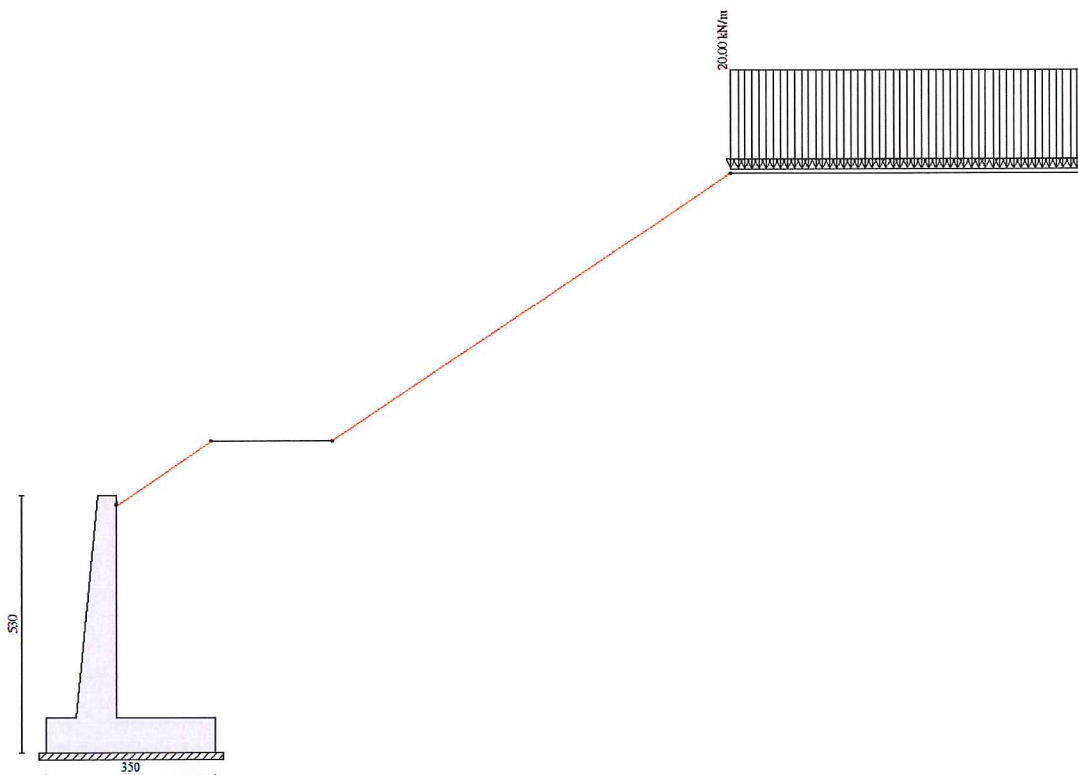
Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

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

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

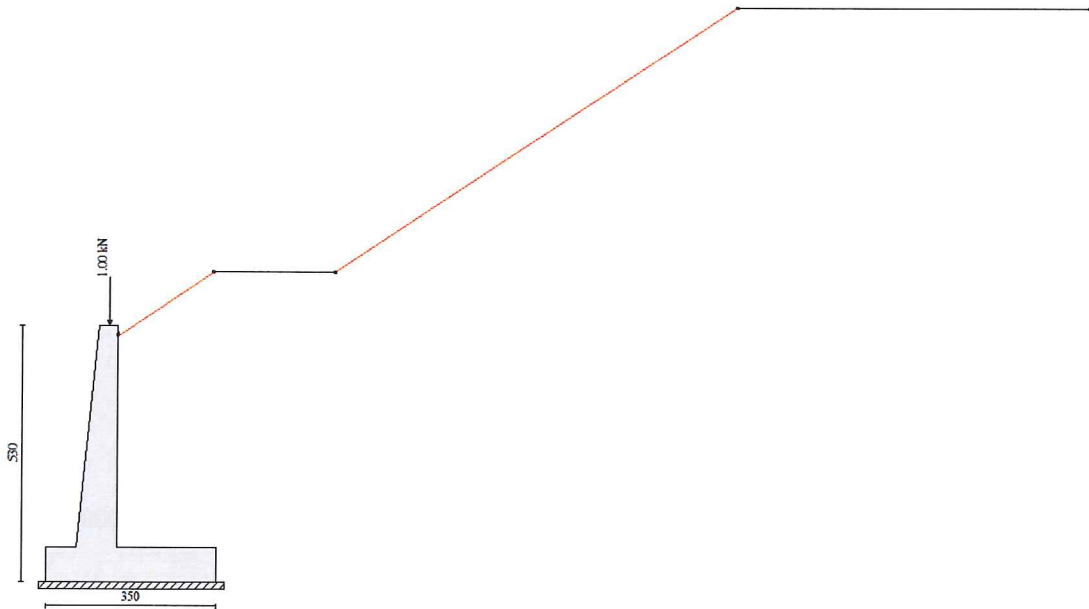
Condizione n° 1 (Carichi mobili)

D Profilo $X_i=0.00$ $X_f=20.00$ $Q_i=20.0000$ $Q_f=20.0000$



Condizione n° 2 (Carichi permanenti - Barriera)

C Paramento X=-0.17 Y=0.00 F_x=0.0000 F_y=1.0000 M=0.0000



10 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano in modo sintetico le combinazioni di carico esaminate così come previsto dal D.M. LL.PP. 4 Maggio 1990 e dal D.M. 16 Gennaio 1996.

n. comb.	Tipo	g_1 (p.p.strut.)	g_2 (perm.portati)	g_3 (altre azioni perm.)	q_1 (mobili)	q_5 (vento)	q_6 (sisma)	q_8 (urto)
1	SLU-STAT	1.5	1.5	1.5	0	0	-	0
2	SLU-STAT	1.5	1.5	1.5	1.5	0	-	0
3	SLU-STAT	1.5	1.5	1.5	1.5	0	-	0
4	SLU-STAT	1.5	1.5	1.5	0	0	-	0
5	SLU-SIS	1	1	1	0	0	1	0
6	SLE RA	1	1	1	1	0	-	0
7	SLE FR	1	1	1	0.7	0	-	0
8	SLE Q.P	1	1	1	0	0	-	0

11 IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Spinte e verifiche secondo:

ORDINANZA 20/03/2003 - EUROCODICI

Approccio progettuale 2(DA2)

Verifiche sezioni

Metodo

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.60
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Moderatamente aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco Sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.10$

$w_2 = 0.20$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.70 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Rara $\sigma_s < 0.70 f_{yk}$

Coefficienti di sicurezza verifiche geotecniche

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.50
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.30
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.00
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	1.50

Impostazioni avanzate

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni

Influenza della falda a valle sia come peso sia come spinta da valle

Terreno a monte a elevata permeabilità

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Zona sismica	Zona 3 ($a_g=15\%g$)
Accelerazione al suolo $a_g =$	15.00%
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.25
Coefficiente di importanza (γ_I)	1.30
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.00
Coefficiente riduzione spinta (r)	2.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.00
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g*\gamma_I*S_t*S)/r = 12.19$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.00 * k_h = 0.00$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Calcolo riferito ad 1 metro di muro	
Lunghezza del muro	10.00 [m]

12 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

12.1 PARAMENTO

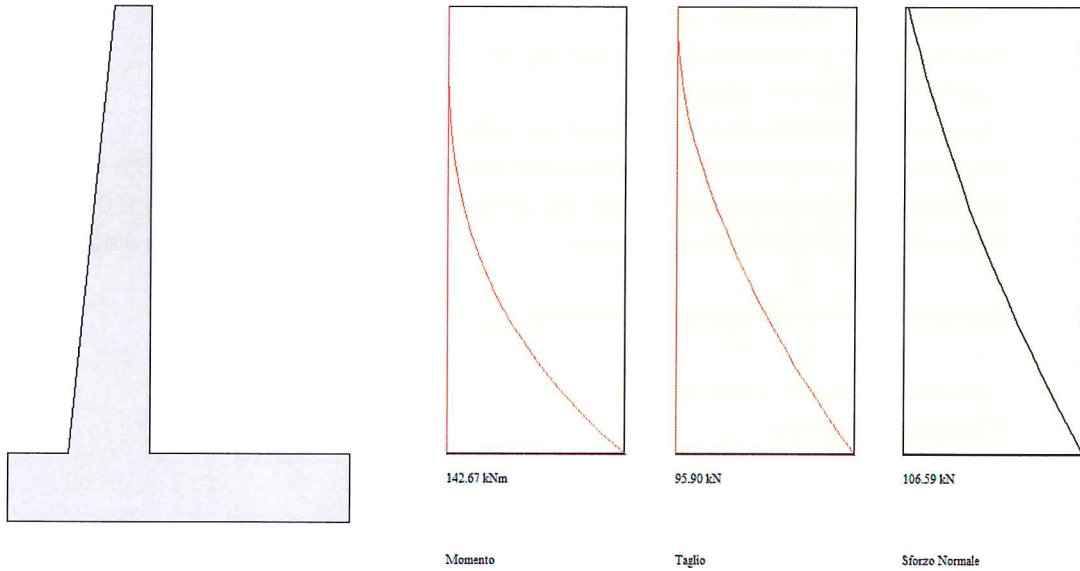


Figura 12-1 – Inviluppo sollecitazioni SLU-STATICA

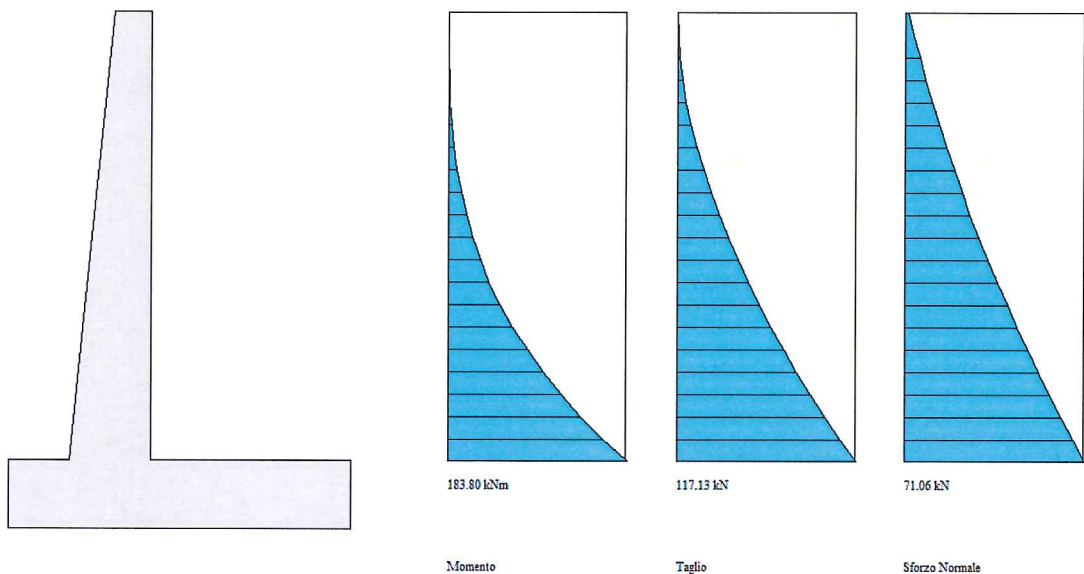


Figura 12-2 – Sollecitazioni SLU-SISMICA

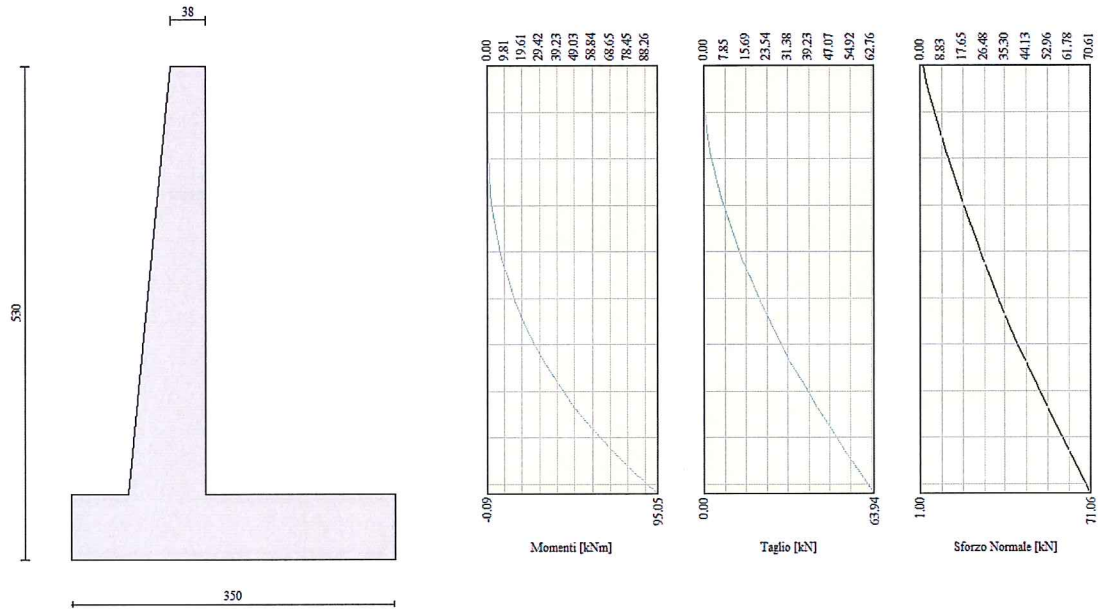


Figura 12-3 – Involuppo sollecitazioni SLE

12.2 FONDAZIONE

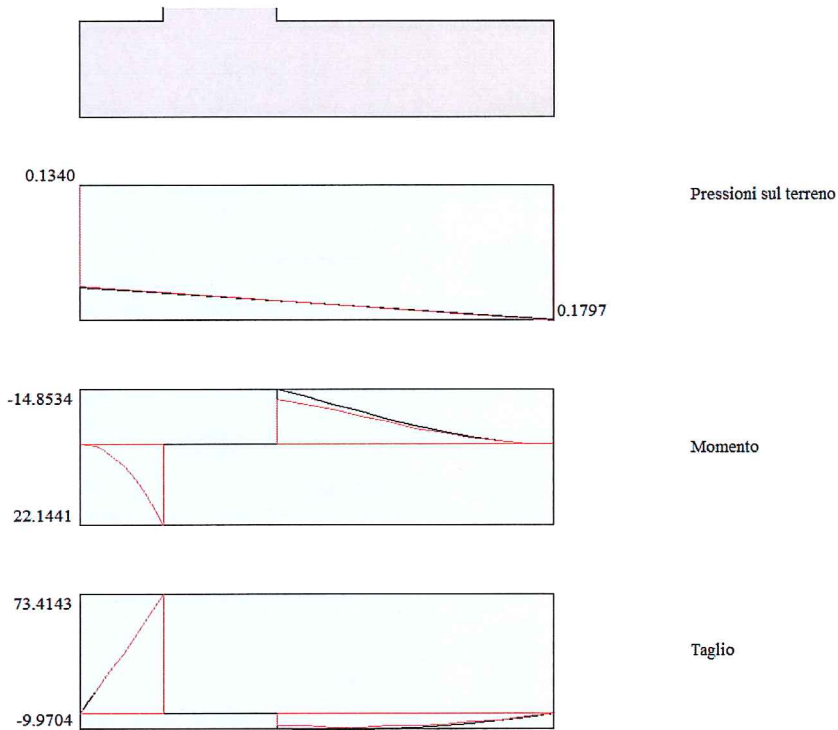


Figura 12-4 – Involuppo sollecitazioni SLU-STATIC

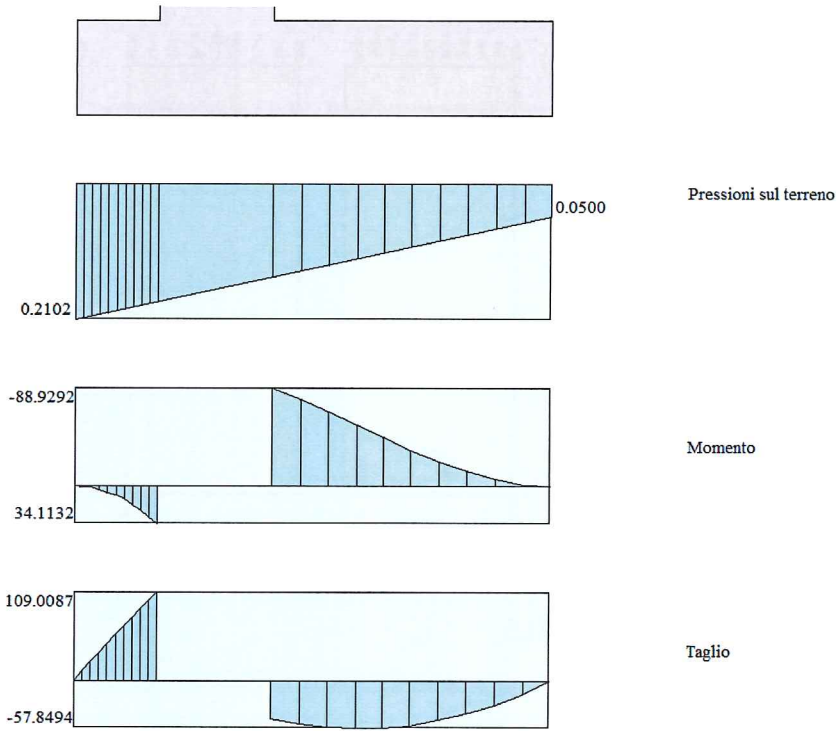


Figura 12-5 – Sollecitazioni SLU-SISMICA

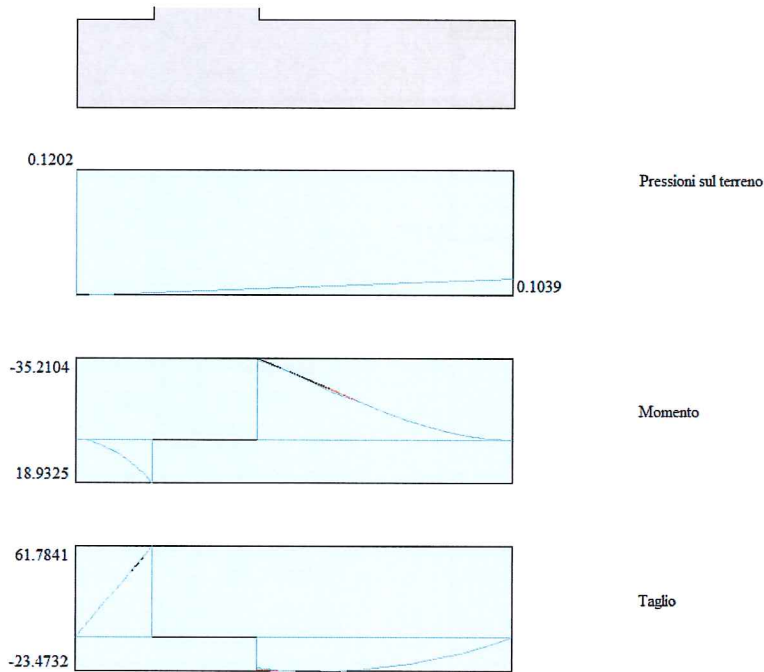


Figura 12-6 – Involuppo sollecitazioni SLE

13 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

L'affidabilità dei codici di calcolo (MAX9.0 e MAX 10.0) e' garantita dall'esistenza di un ampia documentazione di supporto, come indicato nei paragrafi precedenti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di pressioni sul terreno e sollecitazioni della struttura facilmente controllabili mediante calcolo a mano di massima.

Per quanto riguarda invece le verifiche dell'armatura si è preferito utilizzare un verificatore esterno ultra convalidato quale VcaSlu.

Si ritiene quindi che i risultati ottenuti dalle elaborazioni siano accettabili.

14 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano le seguenti verifiche strutturali a:

- pressoflessione della sezione posta alla base del paramento sia per l'involuppo delle combinazioni SLU statiche che per la combinazione SLU sismica.
- flessione della sezione maggiormente sollecitata della fondazione sia per l'involuppo delle combinazioni SLU statiche che per la combinazione SLU sismica.
- fessurazione per la combinazione frequente e quasi permanente sia per la sezione posta alla base del paramento che per la sezione maggiormente sollecitata della fondazione. Come previsto dal D.M.9 Gennaio 1996 nel caso di armature *Poco sensibili* e condizione ambientale *Moderatamente aggressiva* la verifica consiste nel verificare che l'apertura delle fessure w sia inferiore a $w_2=0.2\text{mm}$ per la combinazione SLE frequente e che w sia inferiore a $w_1=0.1\text{mm}$ per la combinazione SLE quasi permanente. Inoltre si deve verificare che le tensioni nel calcestruzzo compresso siano inferiori a: $0.60f_{ck}$ ($=19.92\text{N/mm}^2$) per la combinazione rara e siano inferiori a $0.45f_{ck}$ ($=14.94\text{N/mm}^2$) per la combinazione quasi permanente. Infine vi è la verifica alle tensioni dell'armatura: la massima trazione nell'acciaio non deve superare $0.70f_{yk}$ ($=315\text{N/mm}^2$).
- taglio alla base del muro, per la sollecitazione di involuppo delle combinazioni SLU (sia statiche che sismica);
- taglio nella sezione più sollecitata della fondazione, per la sollecitazione di involuppo delle combinazioni SLU (sia statiche che sismica).

Per quanto riguarda le verifiche a pressoflessione esse sono state effettuate tramite il software free **Vca.Slu del Prof. Gelfi**. Per le verifiche a fessurazione e per le verifiche a taglio si utilizza un foglio Excel appositamente redatto internamente allo studio. Si precisa che, per quanto riguarda il taglio, a favore di sicurezza, la verifica si conduce secondo le formule riportate nelle NTC2008 per sezioni non armate a taglio:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

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

14.1 PARAMENTO

Geometria sezione di verifica e Armatura

Pos.Sez.Ver.	B	H	A _{svalle}	A _{smonte}
	[m]	[m]		
Base muro	1.00	0.84	5φ14=770 mmq	5φ16 + 2.5φ16 =15.08 mmq

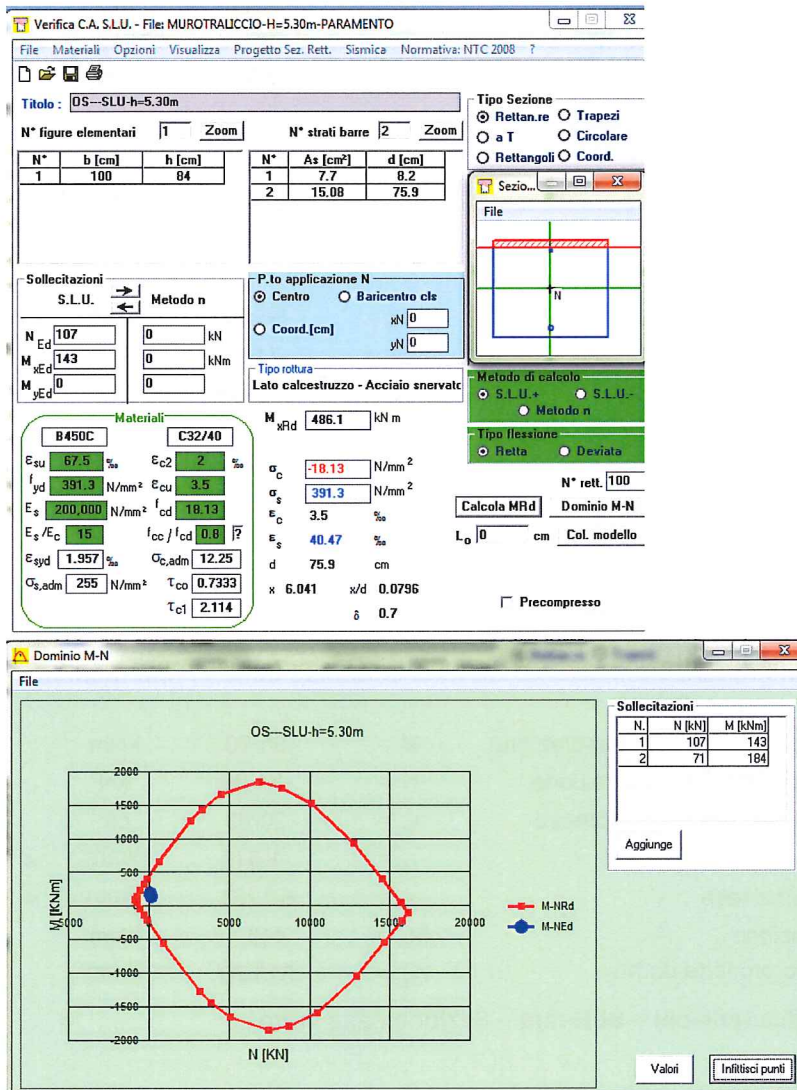


Figura 14-1 – Verifica Pressoflessione - SLU-STATICA/SISMICA - Sezione base muro

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza	$H =$	84	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	15.08	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	8.2	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	7.70	cm ²
Copriferro baricentro acciaio compresso	$c's =$	8.1	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	7.4	cm
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	7.4	cm
Diametro massimo barre tese	$\exists 4$	1.6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	95.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-71.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$res =$	-0.0075	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\exists_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	42.43	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	128178	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	331.01	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\exists_{ct} =$	0.66	N/mm ² < σ_{mat}

Figura 14-2 – Verifica fessurazione – SLE frequente – Sezione base muro

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	95.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-71.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	20.03	cm
Tensione cls	$\exists_c =$	-1.610	N/mm ² < 19.92
Tensione barra esterna tesa	$\exists_s =$	67.231	N/mm ² < 315
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	446.1	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	$\exists_{sr} =$	315.70	N/mm ²

Figura 14-3 – Verifica tensioni – SLE rara – Sezione base muro

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	95.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-71.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	20.03	cm
Tensione cls	$\exists_c =$	-1.610	N/mm ² < 14.94
Tensione barra esterna tesa	$\exists_s =$	67.231	N/mm ² < 315
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	446.1	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	$\exists_{sr} =$	315.70	N/mm ²

Figura 14-4 – Verifica tensioni – SLE q.permanente – Sezione base muro

	V_{Ed}	117.00	kN
	N_{Ed}	71	kN
	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33.2	N/mm ²
	γ_c	1.5	
	f_{cd}	18.8	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	840	mm
	c	82	mm
	d	758	mm
Geometria acciaio	f	16	mm
	n°	7.5	
	A_{sl}	1507.20	mm ²
	ρ_l	0.002	
	σ_{cp}	0.1	N/mm ²
	k	1.5137	
	V_{min}	0.3756	
		267.89	kN
		294.29	kN
	V_{rd}	294.29	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO			

Figura 14-5 – Verifica a taglio – SLU-STATICA/SISMICA – Sezione base muro

14.2 FONDAZIONE

Geometria sezione di verifica e Armatura

Pos.Sez.Ver.	B	H	$A_{s, inferiore}$	$A_{s, superiore}$
	[m]	[m]		
Base muro	1.00	0.70	5 ϕ 16=1005 mmq	5 ϕ 16+2.5 ϕ 16=15.08 mmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: MUROTRALICCIO-H=5.30m-FONDAZIONE

Titolo: OS10-SLU-h=3.95m

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	10.05	7.2
			2	15.08	62.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 22 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 367.7 kNm

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -18.13 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 391.3 N/mm ²
ϵ_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18.13	ϵ_c 3.5 ‰
ϵ_s / ϵ_c 15	f_{cc} / f_{cd} 0.8	ϵ_s 36.51 ‰
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25	d 62.8 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333	x 5.494 x/d 0.08748
	τ_{c1} 2.114	δ 0.7

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

Precompresso

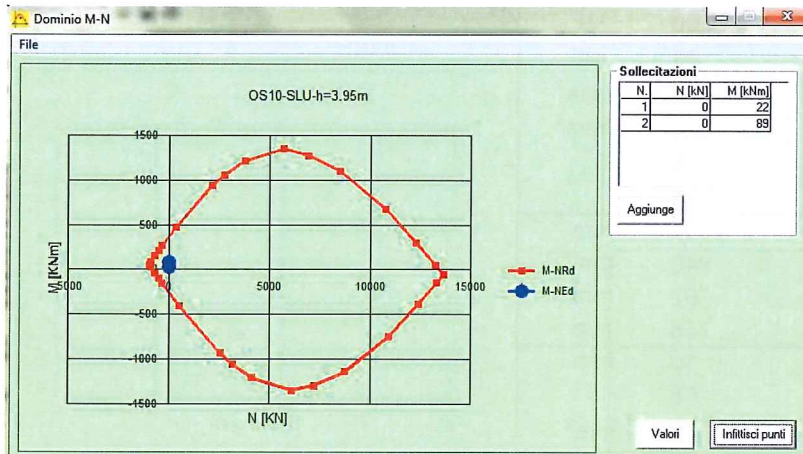


Figura 14-6 – Involuppo sollecitazioni SLU-STATICA/SISMICA – Sezione a momento massimo

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza	$H =$	70	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	15.08	cm ²
Coprifero baricentro acciaio teso	$c_s =$	7.2	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	10.05	cm ²
Coprifero baricentro acciaio compresso	$c's =$	7.2	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	6.4	cm
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	6.4	cm
Diametro massimo barre tese	$\exists 4$	1.6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	35.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$res =$	0.0000	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\exists_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	35.28	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	90710	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	234.25	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\exists_{ct} =$	0.39	N/mm ² < σ_{mat}

Figura 14-7 – Verifica fessurazione – SLE frequente – Sezione a momento massimo

Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	35.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	x_p =	14.12	cm	
Tensione cls	σ_c =	-0.776	N/mm ²	< 19.92
Tensione barra esterna tesa	σ_s =	40.115	N/mm ²	< 315
Momento di fessurazione	M_{sr} =	281.1	kNm	
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	σ_{sr} =	322.19	N/mm ²	

Figura 14-8 – Verifica tensioni – SLE rara – Sezione a momento massimo

Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	35.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	x_p =	14.12	cm	
Tensione cls	σ_c =	-0.776	N/mm ²	< 14.94
Tensione barra esterna tesa	σ_s =	40.115	N/mm ²	< 315
Momento di fessurazione	M_{sr} =	281.1	kNm	
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	σ_{sr} =	322.19	N/mm ²	

Figura 14-9 – Verifica tensioni – SLE q.permanente – Sezione a momento massimo

	V_{Ed}	109.00	kN
	N_{Ed}	0	kN
	Rck	40	N/mm ²
	f_{ck}	33.2	N/mm ²
	γ_c	1.5	
	f_{cd}	18.8	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	700	mm
	c	72	mm
	d	628	mm
Geometria acciaio	f	16	mm
	n°	7.5	
	A_{sl}	1507.20	mm ²
	ρ_l	0.002	
	σ_{cp}	0.0	N/mm ²
	k	1.5643	
	V_{min}	0.3946	
		235.46	kN
		247.79	kN
	V_{rd}	247.79	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO			

Figura 14-10 – Verifica a taglio – SLU-STATICA/SISMICA – Sezione a momento massimo

15 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nei paragrafi seguenti sono riportati i quadri riassuntivi dei coefficienti di sicurezza relativi alle verifiche geotecniche dei vari conci del muro OS17.

Dettagli risultati

Combinazione	Caso	Sisma	FS rib	FS scorr	FS qu	FS stab	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	DA2	--	4.05	2.81	13.02	1.82*	197.0870	0.0000
2	DA2	--	4.04	2.78	12.72	1.82	201.2524	0.0000

Figura 15-1 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONI SLU-STATICHE

Dettagli risultati

Combinazione	Caso	Sisma	FS rib	FS scorr	FS qu	FS stab	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	DA2	SismaH + SismaV positivo	2.32*	1.77*	8.58*	1.5*	131.3914	92.1956

Figura 15-2 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONE SLU-SISMICA

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (riball)	FS (scorr)	FS (qu)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	SLEQ - [1]	--	4.01	2.90	19.28	1.90	127.7631	0.0000
2	SLEF - [1]	--	4.00	2.87	19.05	1.90	129.2671	0.0000
3	SLEF - [1]	--	4.00	2.85	18.91	1.90	130.1195	0.0000

Figura 15-3 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONI SLE

16 SCHEMA ARMATURA

Di seguito si riportano alcuni stralci degli elaborati grafici di riferimento dai quali si evince l'armatura adottata per i vari conci del muro OS17.

ARMATURA CONCI 1 E 2 SEZIONE TRASVERSALE 1:50

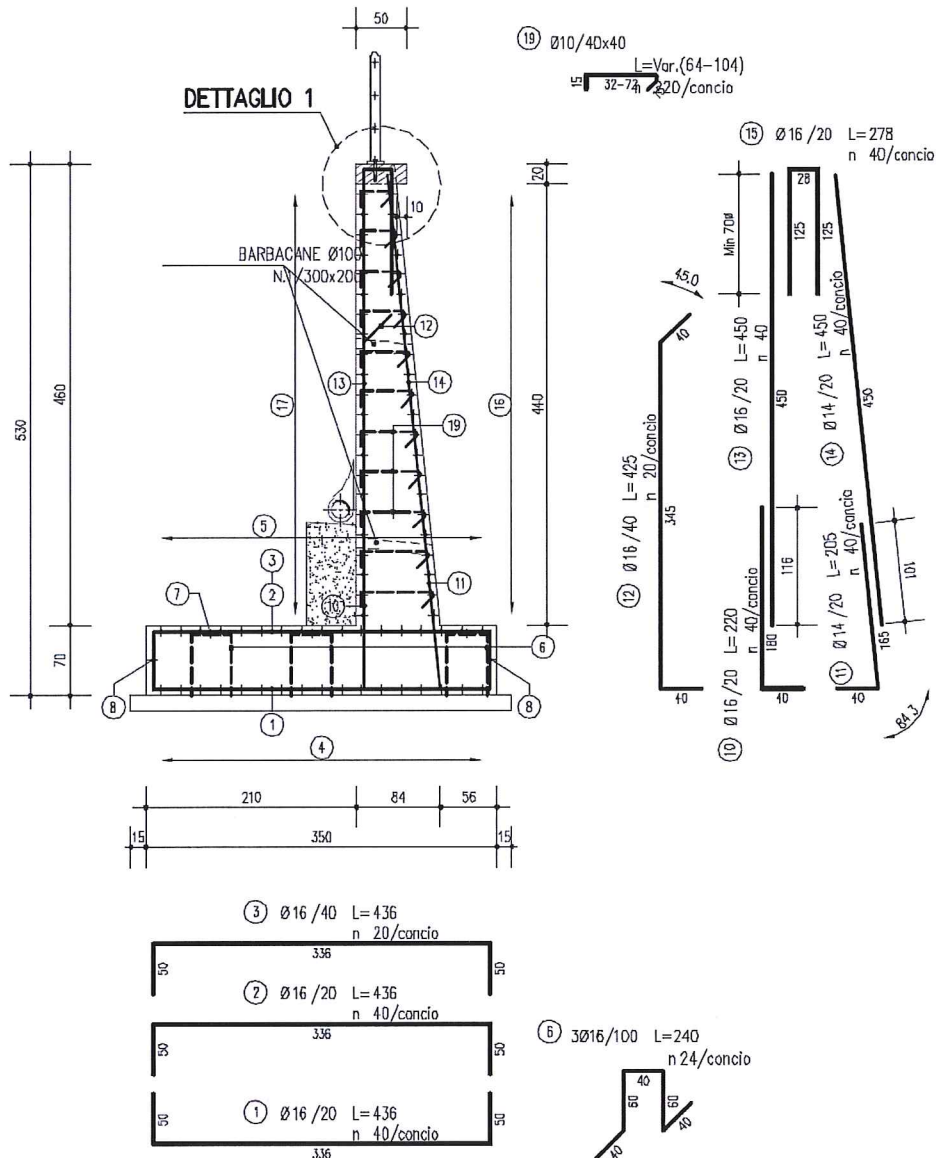


Figura 16-1 – Schema armatura

17 VERIFICHE DEL PARAPETTO

Il parapetto posto in sommità al muro di sottoscarpa oggetto della presente relazione, possiede la sola funzione di protezione del personale che debba effettuare eventuali opere di manutenzione sulla scarpata. Possiede un'altezza pari a 1.12m e, ciascun modulo di 4 metri risulta costituito da: n.2 montanti IPE100 ad interasse di 2.00m e n.3 correnti tubolari $\phi 48$ mm e spessore 2.9mm.

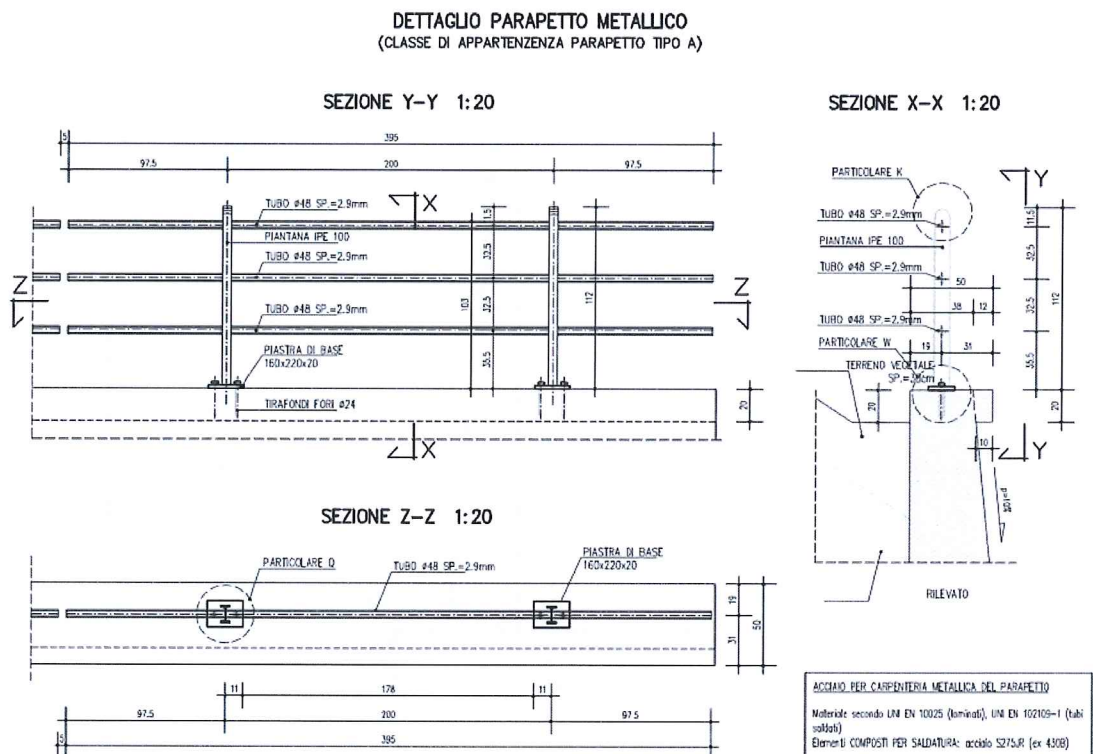


Figura 17-1 – Parapetto

La struttura del parapetto viene verificata, così come previsto dalla normativa sui ponti D.M. LL. PP. del 04/05/1990, per un'azione orizzontale applicata al corrimano pari a 0.13t/m.

L'azione considerata, dopo essere stata amplificata del coefficiente $\gamma=1.5$, determina una sollecitazione sul tubolare, pensato come una trave su due appoggi di luce 2.00m e sbalzi di 1.00m ciascuno, pari a:

$$M_{y,Rd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{(1.3 \text{ kN/m} \cdot 1.5) \cdot 1^2}{2} = 0.975 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Rd} = q \cdot l = (1.3 \text{ kN/m} \cdot 1.5) \cdot 1 = 1.95 \text{ kN}$$

Poiché il momento e il taglio resistenti del profilato risultano pari a:

$$M_{y,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{el,y}}{1.05} = \frac{\left(275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 4600 \text{ mm}^3\right) \cdot 1}{1.05 \cdot 10^6} = 1.20 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Rd} = \frac{(2 \cdot A/\pi) \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{(2 \cdot 410 \text{ mm}^2/\pi) \cdot 275 \text{ N/mm}^2 \cdot 1}{\sqrt{3} \cdot 1.05 \cdot 10^3} = 39.50 \text{ kN}$$

si evince che la sezione tubolare 48x2.9mm risulta verificata.

Il montante invece, pensato come mensola di luce 1.12m sottoposta a carico puntuale Q all'estremità, risulta sottoposto alle seguenti sollecitazioni:

$$M_{y,Ed} = Q \cdot l = (1.3 \text{ kN/m} \cdot 1.5 \cdot 2 \text{ m}) \cdot 1.12 = 4.37 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = Q = (1.3 \text{ kN/m} \cdot 1.5 \cdot 2 \text{ m}) = 3.90 \text{ kN}$$

Poiché il momento e il taglio resistenti del profilato risultano pari a:

$$M_{y,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{el,y}}{1.05} = \frac{\left(275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 34200 \text{ mm}^3\right)}{1.05} \cdot \frac{1}{10^6} = 8.96 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Rd} = \frac{A_p \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(508.2 \text{ mm}^2) \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot \frac{1}{10^3} = 78.85 \text{ kN}$$

dove:

$$A_p = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w \cdot 2 \cdot r) \cdot t_f = 508.2 \text{ mm}^2$$

si evince che la sezione IPE100 risulta verificata.

I montanti sono collegati alla sommità del muro mediante piastra in acciaio di dimensioni (220x160)mm e spessore 20mm e n.2 tirafondi M24 in foro ϕ 28mm di lunghezza almeno pari a 120mm.

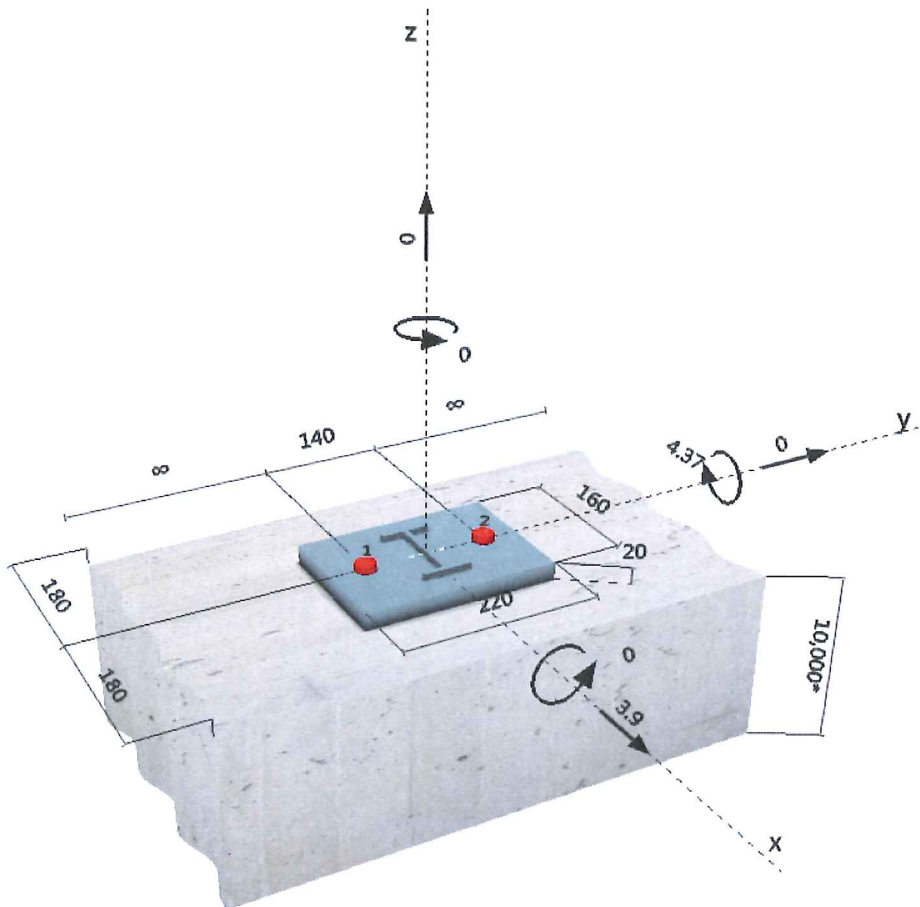
La verifica di piastra e tirafondi è stata effettuata con il software della Hilti del quale si riporta di seguito il report.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500-SD + HAS (8.8) M24
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 120 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ESR-2322
Emesso l Valido:	01/02/2014 01/04/2016
Prova:	metodo di calcolo ACI 318 / AC308
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 20 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 160 \text{ mm} \times 220 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	IPE; (L x W x T x FT) = 100 mm x 55 mm x 6 mm x 6 mm
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, $f_c' = 5802 \text{ psi}$; $h = 10000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro carotato, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	trazione: condizione B, taglio: condizione A; no Presenza di armatura supplementare per la fessurazione armatura di bordo: nessuna o < 4 barre
Carichi sismici (categorie C, D, E o F)	no



Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

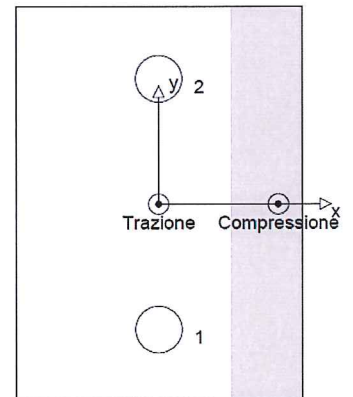
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	32.735	1.950	1.950	0.000
2	32.735	1.950	1.950	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.50 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 14.97 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 65.470 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(67/0): 65.470 [kN]



3 Carico di trazione

	Carico N_{ua} [kN]	Resistenza ϕN_n [kN]	Utilizzo $\beta_N = N_{ua}/\phi N_n$	Stato
Rottura dell'acciaio*	32.735	183.625	18	OK
Rottura dell'adesione chimica**	65.470	65.936	100	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	65.470	75.382	87	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

N_{sa} = ESR value fa riferimento a ICC-ES ESR-2322
 $\phi N_{steel} \geq N_{ua}$ ACI 318-08 Eq. (D-1)

Variabili

n	$A_{se,N}$ [mm ²]	f_{uta} [N/mm ²]
1	324	799.79

Calcoli

N_{sa} [kN]	282.500
---------------	---------

Risultati

N_{sa} [kN]	ϕ_{steel}	ϕN_{sa} [kN]	N_{ua} [kN]
282.500	0.650	183.625	32.735

3.2 Rottura dell'adesione chimica

$$N_{ag} = \left(\frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \right) \psi_{ed,Na} \psi_{g,Na} \psi_{ec,Na} \psi_{p,Na} N_{a0} \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16b)}$$

$$\phi N_{ag} \geq N_{ua} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-1)}$$

$$A_{Na} = \text{vedere ICC-ES AC308, Parte D.5.3.7}$$

$$A_{Na0} = s_{cr,Na}^2 \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16c)}$$

$$s_{cr,Na} = 20d \sqrt{\frac{\tau_{k,uncr}}{1450}} \leq 3 h_{ef} \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16d)}$$

$$c_{cr,Na} = \frac{s_{cr,Na}}{2} \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16e)}$$

$$\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,min}}{c_{cr,Na}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16m)}$$

$$\psi_{g,Na} = \psi_{g,Na0} + \left[\left(\frac{s_{avg}}{s_{cr,Na}} \right)^{0.5} \cdot (1 - \psi_{g,Na0}) \right] \geq 1.0 \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16g)}$$

$$\psi_{g,Na0} = \sqrt{n} - \left[(\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{k,c}}{\tau_{k,max,c}} \right)^{1.5} \right] \geq 1.0 \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16h)}$$

$$\tau_{k,max,c} = \frac{k_c}{\pi \cdot d} \sqrt{h_{ef} \cdot f_c} \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16i)}$$

$$\psi_{ec,Na} = \left(\frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,Na}}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16j)}$$

$$N_{a0} = \tau_{k,c} \cdot \tau_{bond} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{ICC-ES AC308 Eq. (D-16f)}$$

Variabili

$\tau_{k,c,uncr}$ [N/mm ²]	d_{anchor} [mm]	h_{ef} [mm]	$c_{a,min}$ [mm]	s_{avg} [mm]	n	$\tau_{k,c}$ [N/mm ²]
9.54	24	120	180	140	2	9.54
k_c	f_c [psi]	$e_{c1,N}$ [mm]	$e_{c2,N}$ [mm]	c_{ac} [mm]	τ_{bond}	
24	5802	0	0	178	1.00	

Calcoli

$s_{cr,Na}$ [mm]	$c_{cr,Na}$ [mm]	A_{Na} [mm ²]	A_{Na0} [mm ²]	$\psi_{ed,Na}$	$\tau_{k,max}$ [N/mm ²]
360	180	180000	129600	1.000	9.23
$\psi_{g,Na0}$	$\psi_{g,Na}$	$\psi_{ec1,Na}$	$\psi_{ec2,Na}$	$\psi_{p,Na}$	N_{a0} [kN]
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	86.316

Risultati

N_{ag} [kN]	ϕ_{bond}	ϕN_{ag} [kN]	N_{ua} [kN]
119.883	0.550	65.936	65.470

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{cbg} = \left(\frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \right) \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-5)}$$

$$\phi N_{cbg} \geq N_{ua} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-1)}$$

$$A_{Nc} = \text{vedere ACI 318-08, Parte D.5.2.1, Fig. RD.5.2.1(b)}$$

$$A_{Nc0} = 9 h_{ef}^2 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-6)}$$

$$\psi_{ec,N} = \left(\frac{1}{1 + \frac{2e_N}{3 h_{ef}}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-9)}$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,min}}{1.5 h_{ef}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-11)}$$

$$\psi_{cp,N} = \text{MAX} \left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{1.5 h_{ef}}{c_{ac}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-13)}$$

$$N_b = k_c \lambda \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-7)}$$

Variabili

h_{ef} [mm]	$e_{c1,N}$ [mm]	$e_{c2,N}$ [mm]	$c_{a,min}$ [mm]	$\psi_{c,N}$
120	0	0	180	1.000
c_{ac} [mm]	k_c	λ	f_c [psi]	
178	24	1	5802	

Calcoli

A_{Nc} [mm ²]	A_{Nc0} [mm ²]	$\psi_{ec1,N}$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{ed,N}$	$\psi_{cp,N}$	N_b [kN]
180000	129600	1.000	1.000	1.000	1.000	83.501

Risultati

N_{cbg} [kN]	$\phi_{concrete}$	ϕN_{cbg} [kN]	N_{ua} [kN]
115.973	0.650	75.382	65.470

4 Carico di taglio

	Carico V_{ua} [kN]	Resistenza ϕV_n [kN]	Utilizzo $\beta_V = V_{ua}/\phi V_n$	Stato
Rottura dell'acciaio*	1.950	101.700	2	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)**	3.900	162.362	3	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	3.900	79.341	5	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio

$$V_{sa} = (n \cdot 0.6 \cdot A_{se,v} \cdot f_{uta}) \quad \text{fa riferimento a ICC-ES ESR-2322}$$

$$\phi V_{steel} \geq V_{ua} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-2)}$$

Variabili

n	$A_{se,v}$ [mm ²]	f_{uta} [N/mm ²]	$(n \cdot 0.6 \cdot A_{se,v} \cdot f_{uta})$ [kN]
1	324	799.79	169.500

Calcoli

$$\frac{V_{sa} \text{ [kN]}}{169.500}$$

Risultati

V_{sa} [kN]	ϕ_{steel}	ϕV_{sa} [kN]	V_{ua} [kN]
169.500	0.600	101.700	1.950

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{cpg} = k_{cp} \left[\left(\frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \right) \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \right] \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-31)}$$

$$\phi V_{cpg} \geq V_{ua} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-2)}$$

$$A_{Nc} \quad \text{vedere ACI 318-08, Parte D.5.2.1, Fig. RD.5.2.1(b)}$$

$$A_{Nc0} = 9 h_{ef}^2 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-6)}$$

$$\psi_{ec,N} = \left(\frac{1}{1 + \frac{2 e_N}{3 h_{ef}}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-9)}$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,min}}{1.5 h_{ef}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-11)}$$

$$\psi_{cp,N} = \text{MAX} \left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{1.5 h_{ef}}{c_{ac}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-13)}$$

$$N_b = k_c \lambda \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-7)}$$

Variabili

k_{cp}	h_{ef} [mm]	$e_{c1,N}$ [mm]	$e_{c2,N}$ [mm]	$c_{a,min}$ [mm]
2	120	0	0	180

$\psi_{c,N}$	c_{ac} [mm]	k_c	λ	f_c [psi]
1.000	178	24	1	5802

Calcoli

A_{Nc} [mm ²]	A_{Nc0} [mm ²]	$\psi_{ec1,N}$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{ed,N}$	$\psi_{cp,N}$	N_b [kN]
180000	129600	1.000	1.000	1.000	1.000	83.501

Risultati

V_{cpg} [kN]	$\phi_{concrete}$	ϕV_{cpg} [kN]	V_{ua} [kN]
231.946	0.700	162.362	3.900

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

$$V_{cbg} = \left(\frac{A_{Vc}}{A_{Vc0}} \right) \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} \Psi_{parallel,V} V_b \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-22)}$$

$$\phi V_{cbg} \geq V_{ua} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-2)}$$

$$A_{Vc} \text{ vedere ACI 318-08, Parte D.6.2.1, Fig. RD.6.2.1(b)} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-23)}$$

$$A_{Vc0} = 4.5 c_{a1}^2 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-23)}$$

$$\Psi_{ec,V} = \left(\frac{1}{1 + \frac{2e_v}{3c_{a1}}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-26)}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-28)}$$

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-29)}$$

$$V_b = \left(7 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda \sqrt{f_c} c_{a1}^{1.5} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-24)}$$

Variabili

c_{a1} [mm]	c_{a2} [mm]	e_{cV} [mm]	$\Psi_{c,V}$	h_a [mm]
180	-	0	1.400	10000

l_e [mm]	λ	d_a [mm]	f_c [psi]	$\Psi_{parallel,V}$
120	1.000	24	5802	1.000

Calcoli

A_{Vc} [mm ²]	A_{Vc0} [mm ²]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{ed,V}$	$\Psi_{h,V}$	V_b [kN]
183600	145800	1.000	1.000	1.000	60.006

Risultati

V_{cbg} [kN]	$\phi_{concrete}$	ϕV_{cbg} [kN]	V_{ua} [kN]
105.789	0.750	79.341	3.900

5 Carichi combinati di trazione e di taglio

β_N	β_V	ζ	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.993	0.049	1.000	87	OK

$$\beta_{NV} = (\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1$$

6 Attenzione

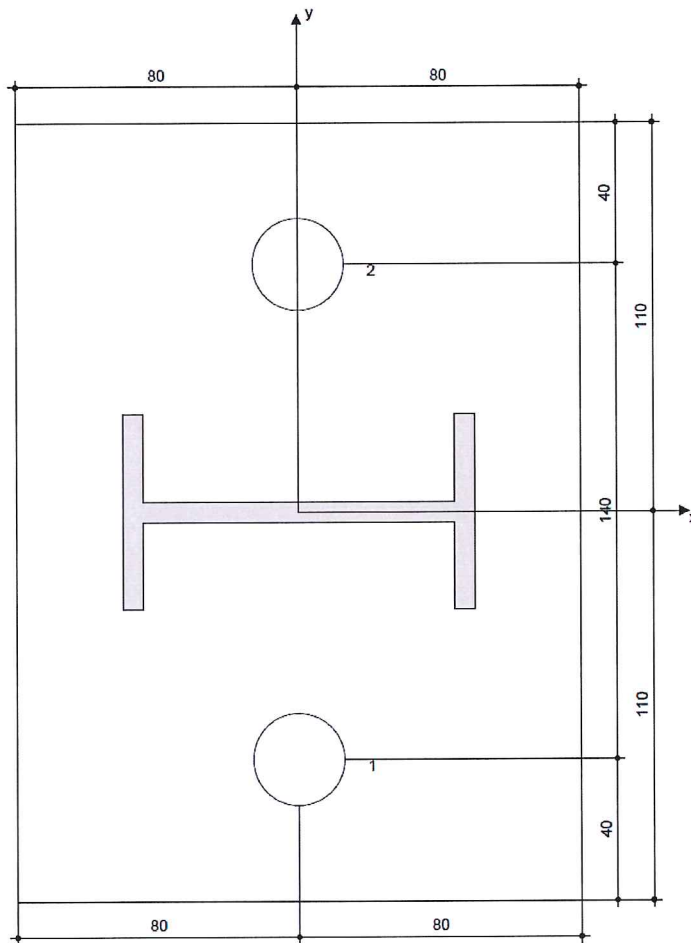
- Tramite PROFIS Anchor è possibile calcolare lo spessore della piastra necessario per evitare la rottura della piastra stessa. Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi.
- La condizione A si applica quando è prevista un'armatura aggiuntiva. Il coefficiente ϕ viene incrementato per le resistenze lato calcestruzzo, ad eccezione di quelle riferite a Pullout (sfilamento) e a Pryout. La condizione B si applica alle resistenze a Pullout (sfilamento) e a Pryout qualora non si utilizzino un'armatura aggiuntiva. Fare riferimento alla normativa locale vigente.
- Le resistenze di progetto di un ancorante chimico sono influenzate dal metodo di pulizia del foro. Fare riferimento alle ISTRUZIONI DI POSA fornite nell'Evaluation Service Report per la pulizia e le istruzioni di installazione.
- La presente versione del software non tiene conto di provvedimenti speciali per applicazioni a soffitto. Per i dettagli, fare riferimento alla relativa certificazione (per es. sezione 4.1.1 dell'ICC-ESR 2322).
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base e la resistenza a taglio devono essere conformi alla ACI318 o normativa corrispondente!

L'ancoraggio risulta verificato!

7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
 Profilo: IPE; 100 x 55 x 6 x 6 mm
 Diametro del foro nella piastra: $d_f = 26$ mm
 Spessore della piastra (input): 20 mm
 Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
 Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500-SD + HAS (8.8) M24
 Coppia di serraggio: 0.200 kNm
 Diametro del foro nel materiale base: 28 mm
 Profondità del foro nel materiale base: 120 mm
 Spessore minimo del materiale base: 176 mm



Coordinate dell'ancorante mm

Ancorante	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	0	-70	180	180	-	-
2	0	70	180	180	-	-

18 CONCLUSIONI

Come si evince dalle verifiche strutturali e geotecniche riportate nei paragrafi precedenti, si conclude quindi che il muro di sottoscarpa oggetto della presente relazione risulta verificato sia nella geometria che nelle armature considerando anche il contesto geotecnico in cui esso si inserisce.

Per i particolari relativi alle carpenterie, alle armature e al sistema di smaltimento delle acque si rimanda agli elaborati grafici di riferimento elencati in premessa.