

COMUNE DI PAISCO LOVENO

Provincia di Brescia



Progetto:

**Definitivo esecutivo PER L'AMPLIAMENTO DELLA
STRADA STATALE 294 DAL KM 1,135 AL KM 1,900**

Contenuto:

RELAZIONE DI CALCOLO

Committente:

COMUNE DI PAISCO LOVENO

Via Nazionale n° 21 25050 .

Tel: 0364-636010

Fax: 0364-636500

e-mail : info@comune.paisco-loveno.bs.it

				Scala:
				Tavola n°:
0				ST 01
Rev.	Descrizione	Elaborato	Controllato	
STUDIO dott. Ing. Fabio A. Fanetti 25048 Sonico Bs Via Tonolini n° 2 tel/fax: 0364/75028 e-mail: fabio@studiofanetti.it pec.: fabioangelo.fanetti@ingpec.eu				Progettista

Comune di Paisco Lovenò
Provincia di Brescia

**RELAZIONE DI CALCOLO
DELLE OPERE DI SOSTEGNO**

OGGETTO: Progetto definitivo – esecutivo per l'ampliamento della strada Statale 294 dal km 1,135 al km 1,900.

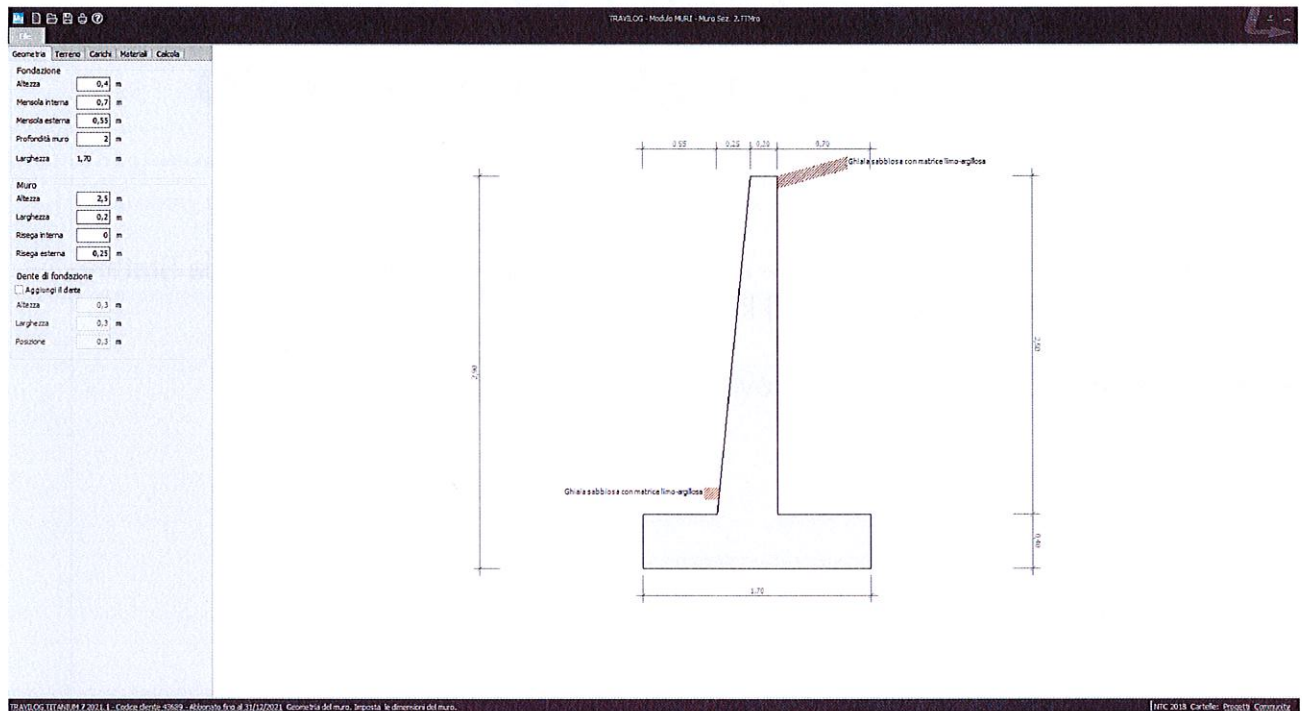
COMMITTENTE: Comune di Paisco Lovenò Provincia di Brescia.

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

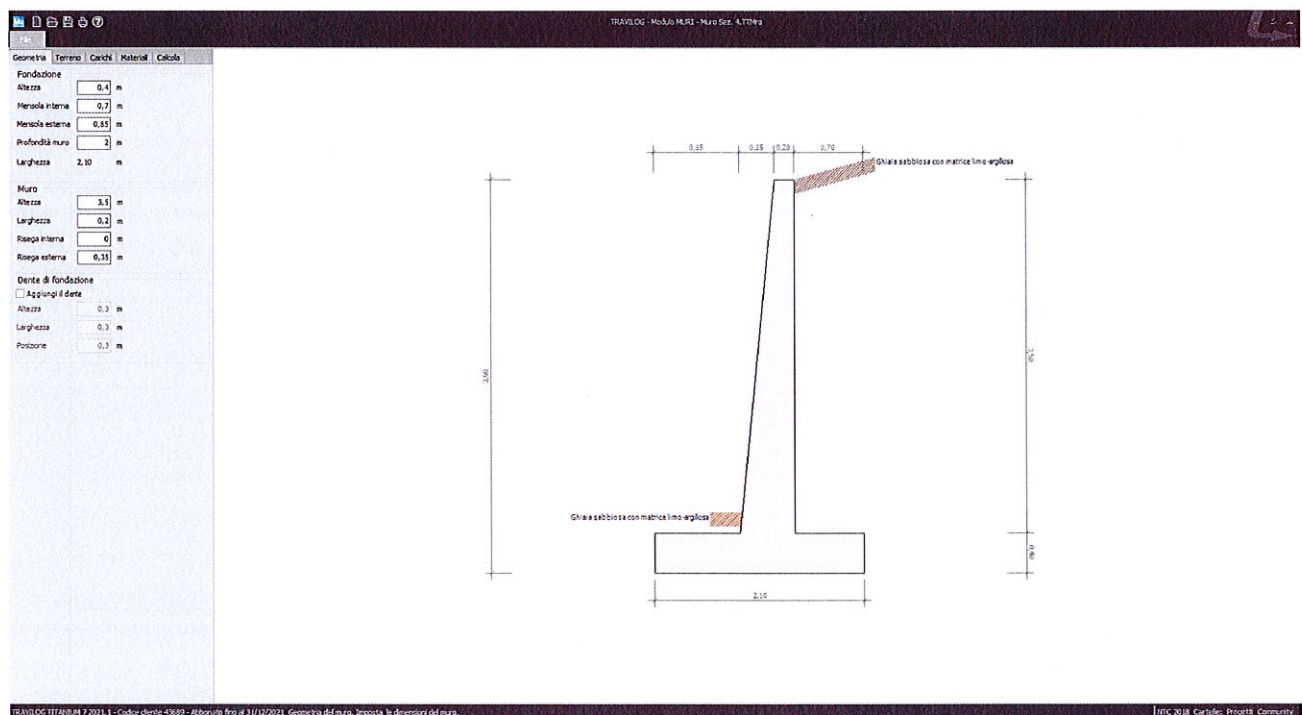
I muri oggetto della relazione di calcolo hanno lo scopo di contenere il terreno per l'ampliamento della S.P. 294 dal km 1.135 al km 1.900 in Comune di Malonno.
La tipologia di muro impiegata è quella di muro a mensola in c.a. e sono sia di controripa che di sottoscarpa.

Vengono di seguito riportate delle viste, in sezione, allo scopo di consentire una migliore comprensione dell'opera in oggetto della presente relazione:

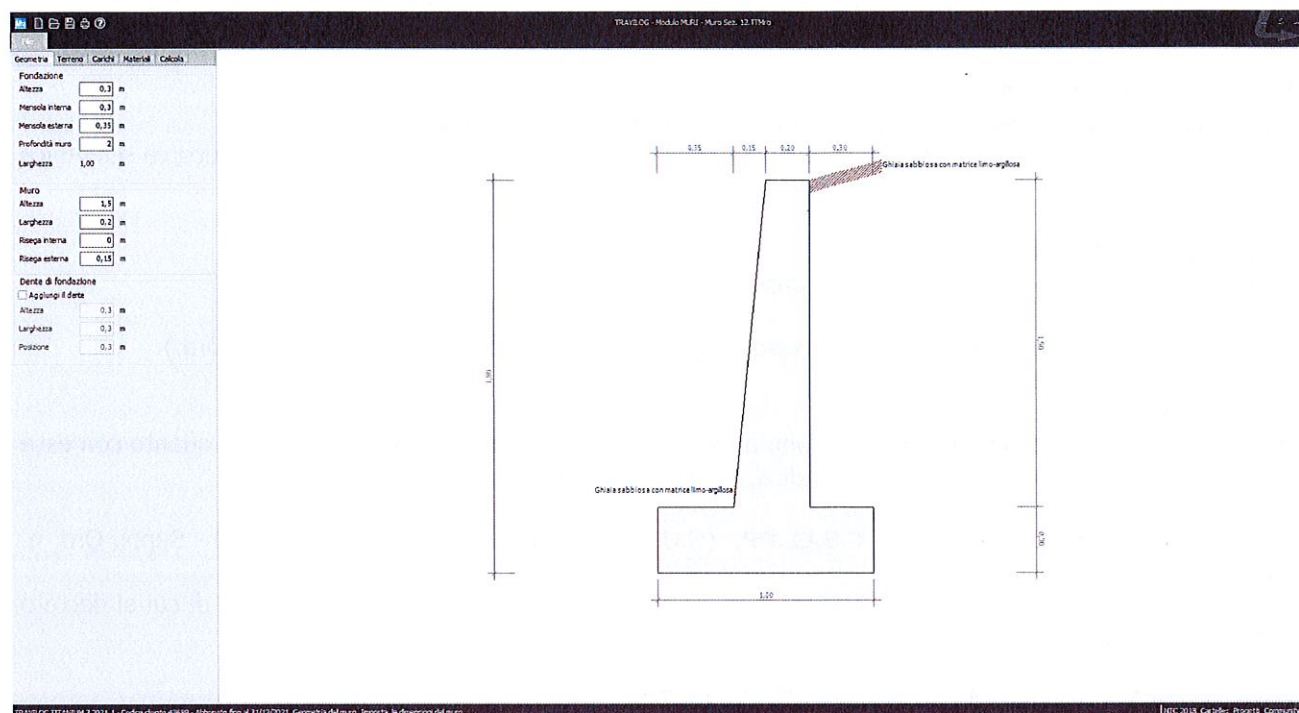
MURO DI CONTRORIPA - SEZIONE n.2



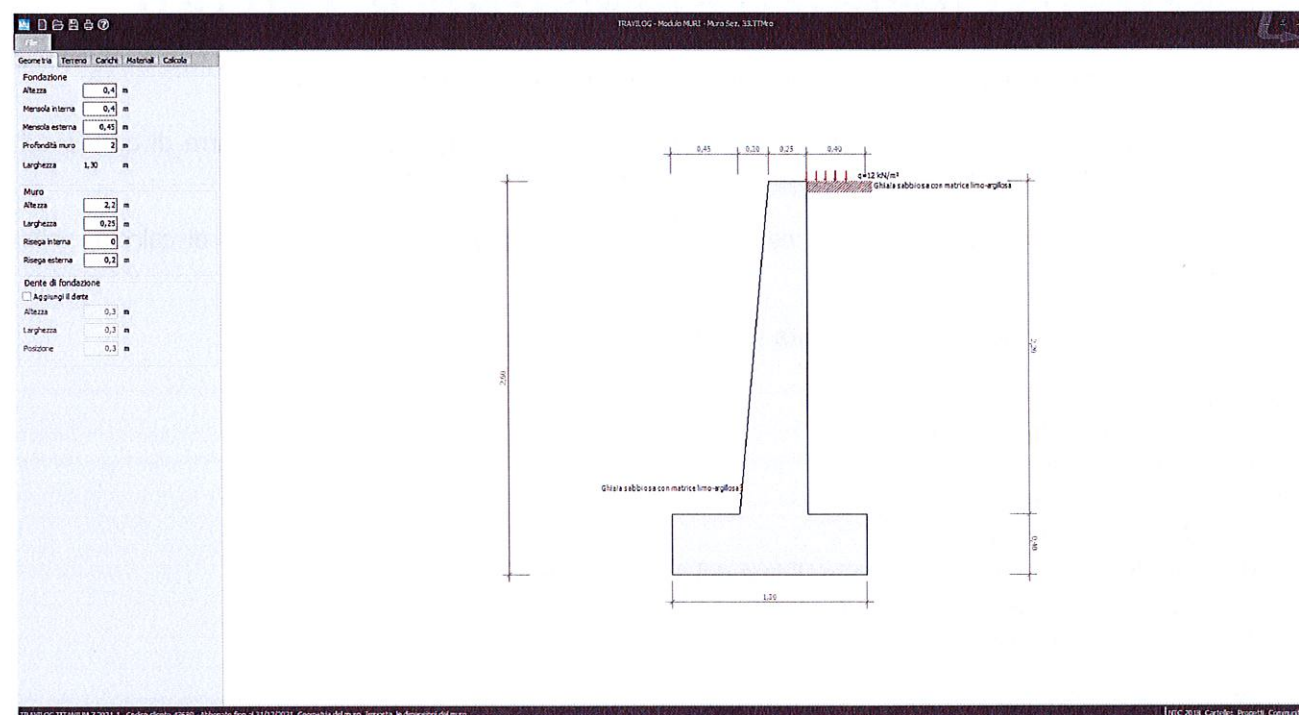
MURO DI CONTRORIPA - SEZIONE n.4



MURO DI CONTRORIPA - SEZIONE n.12



MURO DI SOTTOSCARPA - SEZIONE n.33



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

C.N.R. n. 10024/1986

"Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo"

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - EN 1997-1.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

- Calcestruzzo di tipo C25/30 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})

Resistenza a rottura per flessione (f_{cfm})

Resistenza tangenziale di calcolo (τ_{Rd})

Modulo elastico normale (E)

Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_c)

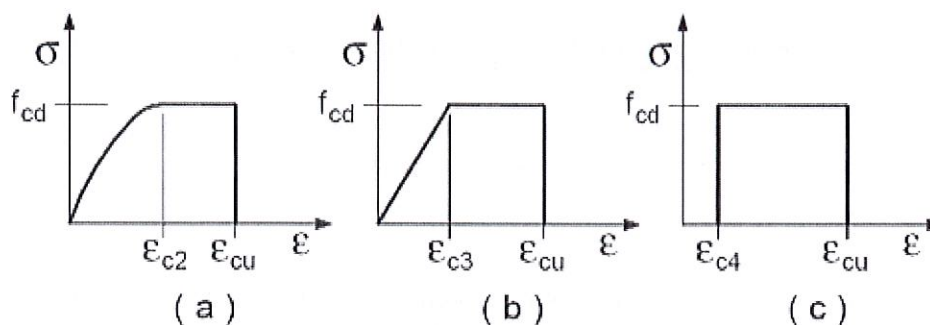
Resistenza cubica caratteristica del materiale (R_{ck})

Coefficiente di Omogeneizzazione

Peso Specifico

Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\varepsilon_{c,max}$ è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

Tensione caratteristica di snervamento trazione (f_{yk})

Modulo elastico normale (E)

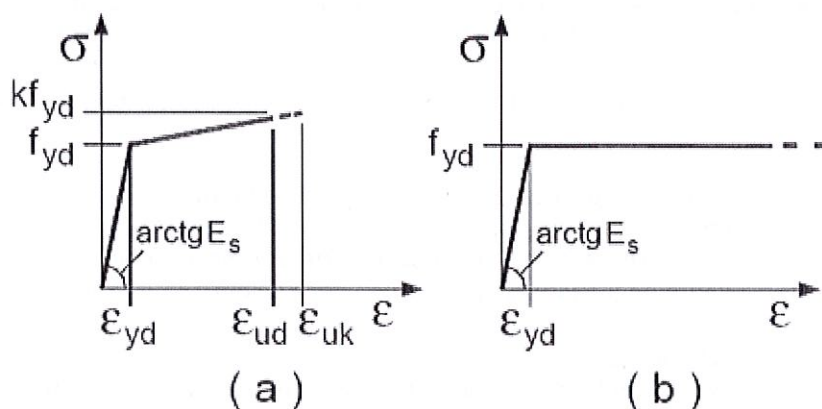
Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_f)

Peso Specifico

Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{s30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **E [E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m]**, basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{s30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 - METODO DI CALCOLO DELLA SPINTA DEL TERRAPIENO

La pressione esercitata da un terreno contro un muro è simile alla spinta idrostatica; infatti, essa aumenta in funzione della profondità h e può essere così espressa:

$$p = K \cdot h \cdot \gamma$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno e K è un coefficiente che dipende dall'angolo di attrito interno, dagli angoli di inclinazione del terrapieno e del paramento del muro, dall'angolo di attrito terra-muro, nonché dal tipo di spinta che si vuole calcolare (attiva e passiva).

Esistono due modalità di calcolo della spinta:

- Spinta attiva: quando il muro subisce una rotazione, sia pure piccola, verso l'esterno (valle).
- Spinta passiva: quando il muro subisce una rotazione, sia pure piccola, premendo contro il terrapieno (monte).

Tra le varie ipotesi che si utilizzano per il calcolo della spinta, si è utilizzata quella dovuta al **Coulomb**, opportunamente modificata ed ampliata per tener conto di tutte le eventualità che possono presentarsi:

- Attrito terra-muro.
- Paramento inclinato.
- Profilo del piano di campagna di forma generica.
- Carichi distribuiti/concentrati disposti in maniera arbitraria sul profilo.
- Stratigrafia costituita da un numero illimitato di strati o lenti, costituiti da terreni coerenti e/o incoerenti.
- Falda acquifera, eventualmente inclinata.

Il metodo di Coulomb presuppone una linea di rottura piana del terreno che parte dalla base del muro; la spinta è l'integrale delle pressioni agenti calcolate lungo la verticale del cuneo di spinta.

Vengono esaminate tutte le possibili superfici di scorrimento per individuare in automatico quella per la quale la spinta è massima.

Il calcolo della distribuzione delle pressioni lungo l'altezza del paramento del muro avviene col metodo delle strisce dovuto a **Huntington**, che consiste nel considerare tante ipotetiche linee di frattura lungo l'altezza parallele a quella della superficie di scorrimento. Costruito il diagramma delle pressioni sul muro è quindi possibile trovare la risultante ed il punto di applicazione della spinta.

Questo procedimento viene applicato:

- sul cuneo che parte dal vertice in basso a monte del paramento, ciò al fine di ottenere le azioni con cui si andranno a verificare le sezioni del paramento stesso.
- sul cuneo che parte dal vertice in basso della fondazione a monte, ciò al fine di ottenere le azioni massime necessarie per le verifiche allo scorrimento e al carico limite sulla fondazione stessa.

Nel caso di presenza di falda acquifera retrostante al muro e assenza di drenaggio, se ne tiene conto sia nel calcolo della spinta che nella verifica a carico limite della fondazione, considerando la sottospinta di galleggiamento.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, per ognuna delle strisce prima menzionate e per ogni spinta ad esse afferente, viene calcolato il corrispondente incremento sismico valutando la massa della striscia e moltiplicandola per il coefficiente sismico orizzontale k_h .

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La valutazione della spinta del terreno in zona sismica, secondo quanto prevede il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" al § 3.2.3 e al § 7.11.6.2.1, è stata eseguita utilizzando metodi *pseudo-statici*.

In particolare il procedimento per la definizione dei parametri sismici di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti d'amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

L'utilizzo di metodi pseudo-statici, consente di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata. Tali coefficienti vengono utilizzati, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, anche per determinare la spinta retrostante il muro, mediante l'utilizzo della teoria di Mononobe Okabe.

Come specificato al § 7.11.6.2.1, in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v , devono essere calcolati come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove:

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

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al §3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Lo stato limite di ribaltamento è trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	15	B	ca	X	[T + C]	S	N	E	NO	SI	5
				Y	[T + C]						

LEGENDA:

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	IrTmp	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
TS	Tipologia della struttura: Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano; Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%; Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.										
EcA	Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.										
IrTmp	Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.										
C.S.T.	Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.										
RP	Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.										
RH	Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.										
ξ	Coefficiente viscoso equivalente.										
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.										

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	T^*_c	T_B	T_c	T_D
	[t]		S_s	C_c		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0254	1,600	2,283	2,558	0,180	0,137	0,411	1,702
SLD	50	0,0310	1,600	2,189	2,610	0,200	0,146	0,438	1,724
SLV	475	0,0601	1,600	1,869	2,728	0,297	0,185	0,555	1,841
SLC	975	0,0726	1,600	1,829	2,794	0,314	0,191	0,573	1,891

LEGENDA:

T_r	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
a_g/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_s	Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
C_c	Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
F_0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T^*_c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_B	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T_c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T_D	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	46.081	10.292	596	T2	1,20

LEGENDA:

Cl Ed	Classe dell'edificio
V_N	Vita nominale ([t] = anni).
V_R	Periodo di riferimento. [t] = anni.
Lat.	Latitudine geografica del sito.
Long.	Longitudine geografica del sito.
Q_g	Altitudine geografica del sito.
CTop	Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T	Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
	Categoria topografica.
	T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.
	T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.
	T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.
	T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

7 - SCENARI DI CARICO

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte. Da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

La **verifica di stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'**Approccio 1**, con la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'**Approccio 2**, con la **combinazione (A1+M1+R3)**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.4
Scorrimento	1.1
Ribaltamento	1.5
Resistenza del terreno a valle	1.4

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R
Capacità portante della fondazione	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0

Sono stati considerati i seguenti Stati Limite.

7.1 Stato Limite Ultimo e di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 6.2.I del DM 17 gennaio 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Tab. 6.2.I D.M 17/01/2018

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G21}	0.8	0.8	0.8
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

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

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
 G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
 G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 P_k rappresenta pretensione e precompressione;
 ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
 Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

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

7.2 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione caratteristica o rara
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

- G_{Kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
 P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
 Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
 Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
 ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
 ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
 ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico variabile è stata considerata sollecitazione di base, con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento, sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara".

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8 - VERIFICHE

8.1 Verifica a Ribaltamento

Nella verifica a ribaltamento è stato scelto come punto di rotazione il vertice in basso a valle della fondazione.

- Il Momento Ribaltante è dovuto alla componente orizzontale della spinta, all'incremento sismico di essa e ad eventuali carichi esterni che possono contribuire al ribaltamento.
- Il Momento Stabilizzante è dovuto al peso proprio del muro, del terreno su esso agente, ad eventuali carichi esterni che possono contribuire alla stabilità ed ai tiranti.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Momento Stabilizzante/Momento Ribaltante. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato, considerando il sistema come un corpo rigido.

8.2 Verifica a Scorrimento

Nella verifica a scorrimento sono state prese in considerazione tutte le forze agenti che innescano un meccanismo di traslazione lungo il piano di posa della fondazione per superamento dei limiti di attrito e coesione, tenendo conto dell'inclinazione del piano di posa e dell'eventuale presenza di speroni.

La **Forza Agente** è la spinta con i suoi incrementi sismici ed eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

La **Forza Resistente** è rappresentata dall'attrito e dalla coesione agente sulla fondazione, dalla

presenza di tiranti e di pali, da particolari costruttivi quali gli speroni che servono ad aumentare la resistenza allo scorrimento oltre ad eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Forza Resistente/Forza Agente. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Scorrimento.

8.3 Verifica a Carico Limite

È stato calcolato il carico limite secondo la metodologia dovuta al **Terzaghi**, considerando la profondità d'interramento della fondazione, la stratigrafia degli strati sotto la fondazione, l'eventuale presenza della falda idrica, l'inclinazione del piano di posa della fondazione, l'inclinazione e l'eccentricità dei carichi esterni.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Carico Limite / Carichi Agenti. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Carico Limite.

8.4 Verifica di Stabilità Globale

Per la verifica di stabilità globale è stato assimilato tutto il complesso muro-terreno ad un pendio. Esso deve essere al sicuro da fenomeni d'instabilità che in genere si sviluppano su superfici di scorrimento assimilabili a circonferenze.

Sono state ipotizzate varie superfici di scorrimento in modo da interessare tutta la parte di terreno potenzialmente soggetta ad instabilità. Sono state escluse le superfici che intercettano il muro, i pali e i tiranti. Per ognuna di esse sono state calcolate le forze motrici e le forze resistenti.

Il calcolo è stato effettuato secondo i metodi classici di **Fellenius** o di **Bishop**, suddividendo il complesso terreno-muro incluso nel cerchio in esame in settori verticali sufficientemente piccoli, e calcolando le forze resistenti per attrito e coesione alla base, che si oppongono alla forza di scorrimento del settore.

Il coefficiente di sicurezza in condizioni statiche (NON sismiche) è dato dal rapporto fra le forze resistenti e quelle motrici. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo. Le verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche, invece, si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

L'azione sismica è stata valutata come previsto dal D.M. 17.01.2018 al § 7.11.3.5.2.

8.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

Le sollecitazioni per le successive verifiche vengono calcolate in una serie di sezioni predefinite sia sul paramento che sulla fondazione a monte ed a valle (muri a mensola). Esse sono in genere a passo costante, ma se esistono delle singolarità, come ad es. gradoni, speroni, mensole esse vengono opportunamente posizionate in corrispondenza di tali punti.

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'eventuale azione del sisma.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito in presenza di pressoflessione retta, utilizzato per verificare le seguenti sezioni:

- Paramento: attacco con la fondazione, a mezza altezza e ad ogni variazione non continua di sezione.
- Fondazione: le due sezioni, rispettivamente a valle e a monte, di attacco con il Paramento.
- Mensola: la sezione di attacco con il Paramento.
- Sperone: la sezione di attacco con la Fondazione.

Viene ipotizzata un'armatura iniziale che rispetti i minimi normativi, quindi per tutte le coppie (N, Mx), individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il momento ultimo in funzione di N, quindi il coefficiente di sicurezza rapportando tale momento ultimo a Mx.

Se per almeno una di queste coppie il coefficiente di sicurezza risulta inferiore a 1 si incrementa l'armatura e si ripete il procedimento fino a che per tutte le coppie (N, Mx) il coefficiente di sicurezza risulta al più pari a 1.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la coppia (N, Mx) che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Per quanto riguarda le verifiche al Taglio è stata utilizzata la formulazione [4.1.23] riportata al § 4.1.2.3.5.1 valida per elementi senza armatura resistente a taglio in quanto non sono state utilizzate armature specifiche per l'assorbimento del taglio. Anche qui per tutte le combinazioni di carico è stata controllata la relazione [4.1.22] ed è stato riportato il minimo coefficiente di sicurezza fra tutti i rapporti V_{Rd}/V_{Ed} .

8.6 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Il calcolo delle sollecitazioni è eseguito in due modi diversi a seconda della tipologia di muri scelta:

- **muro senza contrafforti:** viene eseguito il calcolo a mensola sia per il paramento che per la fondazione considerando la striscia di un metro.
- **muro con contrafforti:** le porzioni di paramento e di fondazione comprese fra due contrafforti vengono trattate come piastre vincolate su tre lati.

Nel modello di calcolo, i seguenti elementi sono stati schematizzati nel seguente modo:

- **terreno:** letto di molle reagenti solo a compressione (suolo elastico monodirezionale);
- **pali:** molle concentrate reagenti a trazione/compressione e a momento;
- **micropali:** molle concentrate reagenti a trazione/compressione;
- **tiranti:** molle concentrate reagenti a sola trazione, col loro eventuale sforzo di pretensione.

9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

9.1 Denominazione

Nome del Software	Travilog Titanium 7 – Modulo Muri
Versione	2021

Caratteristiche del Software	Software per la progettazione ed il calcolo dei muri di sostegno per Windows
Produzione e Distribuzione	Logical soft

9.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di un muro di sostegno.

L'input della struttura avviene per oggetti (paramento, fondazione, scarpa, contrafforte, mensola, sperone, pali, tiranti, etc.) in un ambiente grafico integrato.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Materiali, Terreni e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

10 – ALLEGATO: FASCICOLO DEI CALCOLI DELLE STRUTTURE

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato *"Fascicolo dei calcoli delle opere di sostegno"* costituente parte integrante della presente relazione.

Comune di PAISCO LOVENO
Provincia di Brescia

**FASCICOLO DEI CALCOLI
DELLE OPERE DI SOSTEGNO**

OGGETTO: Progetto definitivo – esecutivo per l'ampliamento della strada Statale 294 dal km 1,135 al km 1,900.

COMMITTENTE: Comune di Paisco Lovenò Provincia di Brescia.

INFORMAZIONI GENERALI

Comune	Paisco Laveno
Provincia	Brescia
Oggetto	
Parte d'opera	
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018
Analisi sismica	Orizzontale
Classe struttura	2
Vita nominale	50 anni
Periodo di riferimento	50 anni

TERRENI

N _{TRN}	γ_T	K1			ϕ	C _u	c'	E	E _{cu}	A _{S-B}
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa										
T001	20.000	60	60	200	34	0,000	0,000	50	0	0,000

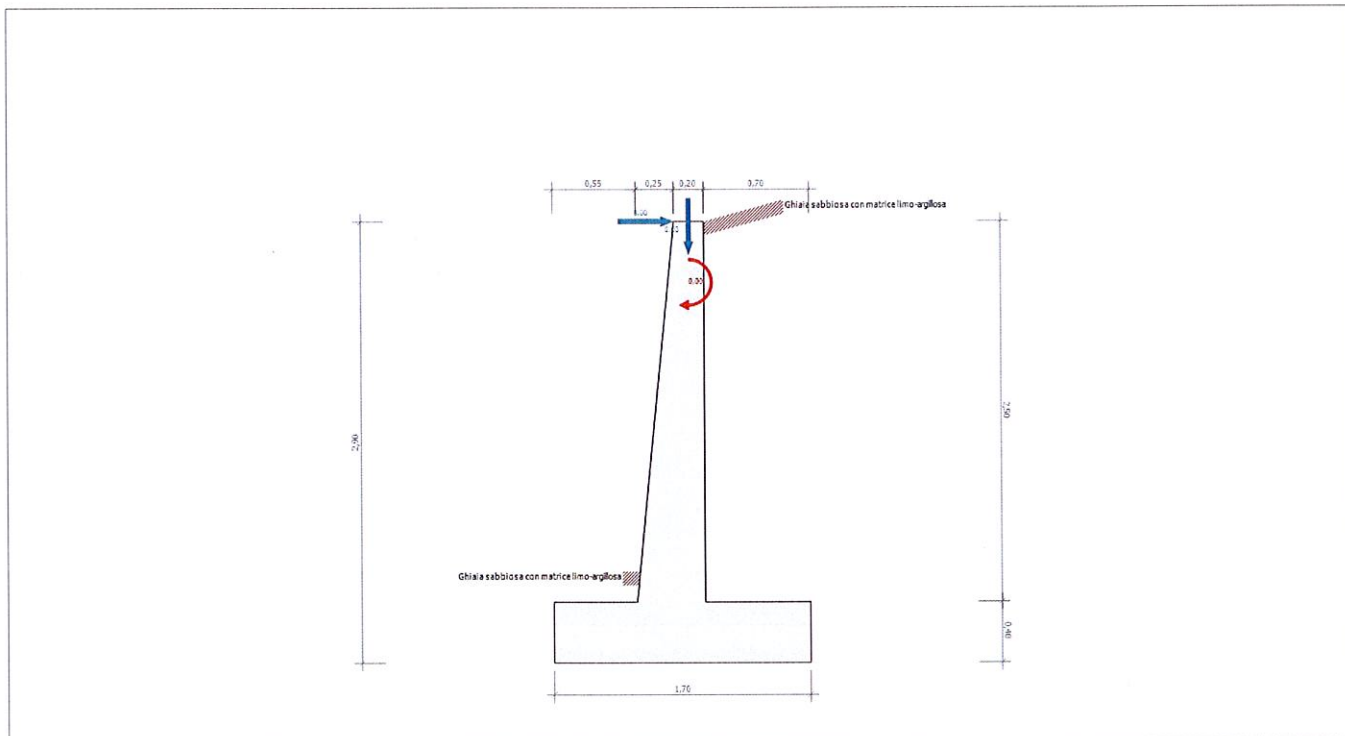
LEGENDA:

N _{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
K1	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).
ϕ	Angolo di attrito del terreno.
C _u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E	Modulo elastico.
E _{cu}	Modulo elastico in condizione non drenate.
A _{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

MURO DI CONTRORIPA - SEZIONE n.2

1 Dati del muro di sostegno

1 Geometria del muro



Dimensioni del Muro:				
Altezza	H	2,50 m		
Larghezza	I	0,20 m		
Risega interna	R _i	0,00 m		
Risega esterna	R _e	0,25 m		
Lunghezza	L	2,00 m		
Dimensioni della Fondazione:			Dimensioni del Dente di fondazione:	
Altezza	h	0,40 m	Dente:	No
Larghezza	I	1,70 m	Altezza	a 0,00 m
Mensola interna	M _i	0,70 m	Larghezza	b 0,00 m
Mensola esterna	M _e	0,55 m	Posizione	x 0,00 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	2,90

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,50	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,50

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	Z _w	0,00 m
---	----------------	--------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

Descrizione	N [kN]	T [kN]	M [kN m]	q [kn/m²]
Carichi esterni	0,00	0,00	0,00	0,000

AZIONE SISMICA

Caratteristiche del sito	
Comune: Paisco Lovenò	Provincia: Brescia

Longitudine: 10,292 °	Latitudine: 46,081 °
Categoria di sottosuolo: E	Amplificazione topografica: T2
Caratteristiche dell'edificio	
Coefficiente d'uso C_U : 1,0	Classe d'uso: II
Accelerazione al suolo	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S : 1,92	Coefficiente di amplificazione topografica S_T : 1,00
Accelerazione a_g : 0,593 m/s ²	

2 Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,309	0,000	30,59	12,77	33,15	0,97	22,7

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K_a	K_p	Δ Spinta H [kN]	Δ Spinta V [kN]	DeltaSpinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,451	0,000	2,45	1,02	2,65	0,97	22,7

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,309	0,000	17,49	7,30	18,95	0,83	22,7

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K_p	% Spinta passiva	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	5,063	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [kN]	Peso soletta fondazione [kN]	Peso terreno interno [kN]	Peso terreno esterno [kN]	Sovraccarico [kN]
19,93	16,68	35,62	2,20	0,00

3 Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

Condizione	Taglio sollecitante [kN]	Taglio resistente [kN]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	30,59	33,11	1,08	SI
Sisma	30,19	35,61	1,18	SI

2 Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [kN m]	Momento stabilizzante [kN m]	Fs	Verifica
EQU	18,78	61,79	3,29	SI
Sisma	16,51	78,96	4,78	SI

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Vesic

Condizione	Pressione agente [N/mm ²]	Pressione limite [N/mm ²]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	0,09	0,28	3,06	SI
A*+M1+R*	0,07	0,07	1,10	SI

1 SLU

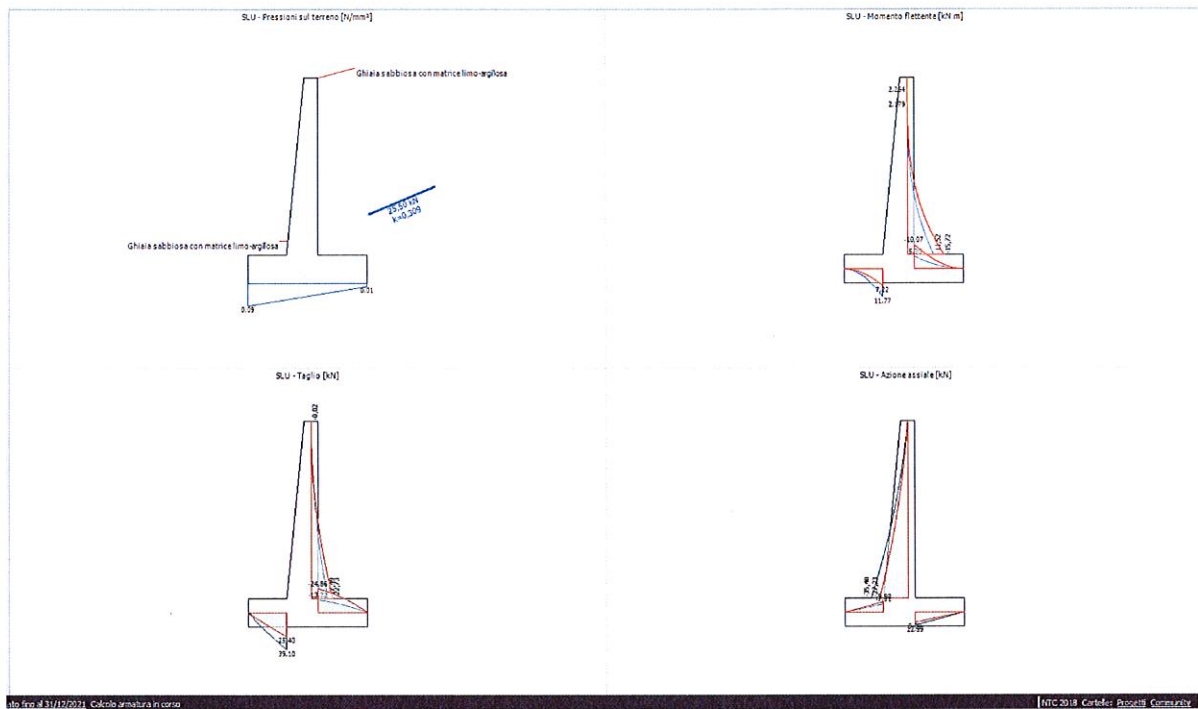
Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	Cs	ϵ_{cls} [‰]	ϵ_{fe} [‰]	δ
Muro	1,00	1,00	-15,72	-27,23	-22,73	1,5	2,0	67,5	0,0
Soletta interna	0,50	1,00	-10,07	12,59	-24,86	1,2	1,3	67,5	0,0
Soletta esterna	1,00	0,50	11,77	-7,61	39,10	1,4	1,6	67,5	0,0

2 SLE rara

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	1,00	1,00	-11,84	-27,23	-17,49	1,53	154,81	10,31	5,4
Soletta interna	0,50	1,00	-7,79	9,69	-19,17	1,33	266,76	3,28	2,6
Soletta esterna	1,00	0,50	8,70	-7,61	29,98	1,50	203,27	4,22	3,7

3 SLE quasi permanente

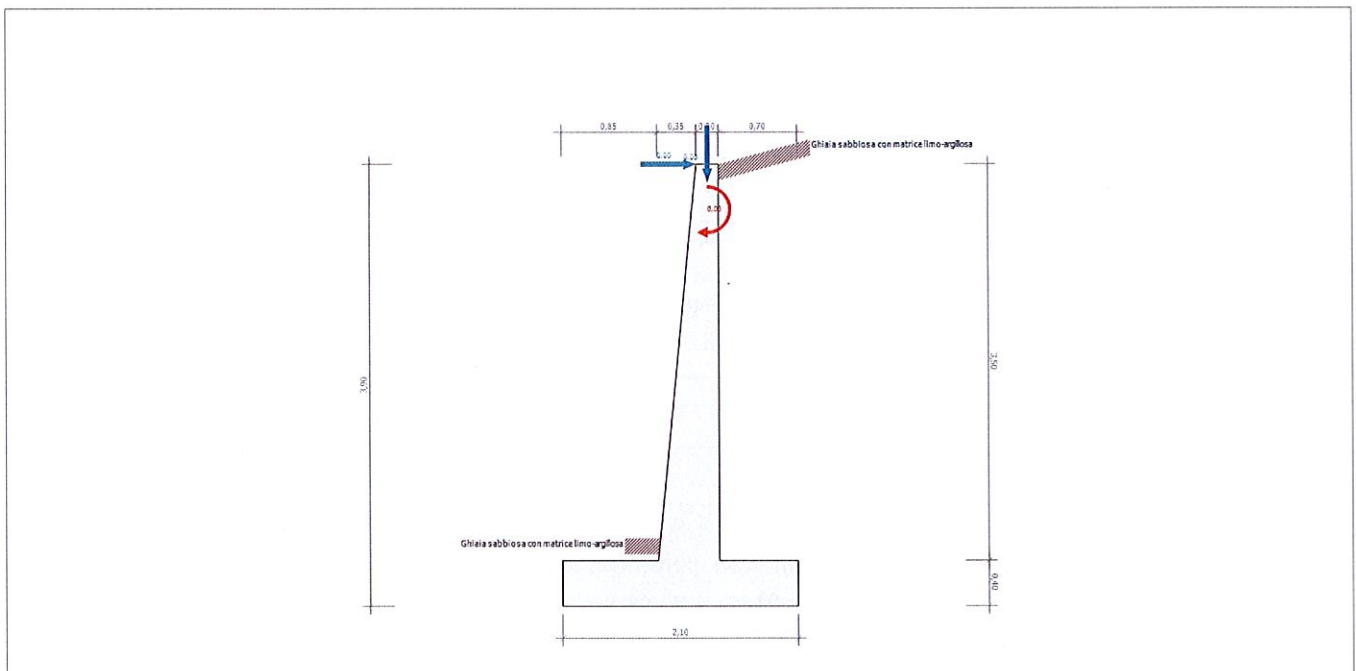
Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	1,00	1,00	-11,84	-27,23	-17,49	1,53	154,81	10,31	5,4
Soletta interna	0,50	1,00	-7,79	9,69	-19,17	1,33	266,76	3,28	2,6
Soletta esterna	1,00	0,50	8,70	-7,61	29,98	1,50	203,27	4,22	3,7



MURO DI CONTRORIPA - SEZIONE n.4

1 Dati del muro di sostegno

1 Geometria del muro



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2018

Dimensioni del Muro:

Altezza	H	3,50 m		
Larghezza	I	0,20 m		
Risega interna	R _i	0,00 m		
Risega esterna	R _e	0,35 m		
Lunghezza	L	2,00 m		
Dimensioni della Fondazione:			Dimensioni del Dente di fondazione:	
Altezza	h	0,40 m	Dente:	No
Larghezza	I	2,10 m	Altezza	a 0,00 m
Mensola interna	M _i	0,70 m	Larghezza	b 0,00 m
Mensola esterna	M _e	0,85 m	Posizione	x 0,00 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	3,90

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,50	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,50

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	Z _w	0,00 m
---	----------------	--------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

Descrizione	N [kN]	T [kN]	M [kN m]	q [kn/m²]
Carichi esterni	0,00	0,00	0,00	0,000

AZIONE SISMICA

Caratteristiche del sito	
Comune: Paisco Lovenò	Provincia:
Longitudine: 10,292 °	Latitudine: 46,081 °
Categoria di sottosuolo: E	Amplificazione topografica: T2

Caratteristiche dell'edificio	
Coefficiente d'uso C_U : 1,0	Classe d'uso: II
Accelerazione al suolo	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_g : 1,92	Coefficiente di amplificazione topografica S_T : 1,00
Accelerazione a_g : 0,593 m/s ²	

2 Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,309	0,000	55,32	23,10	59,95	1,30	22,7

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K_a	K_p	Δ Spinta H [kN]	Δ Spinta V [kN]	DeltaSpinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,451	0,000	4,43	1,85	4,80	1,30	22,7

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,309	0,000	34,27	14,31	37,14	1,17	22,7

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K_p	% Spinta passiva	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	5,063	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [kN]	Peso soletta fondazione [kN]	Peso terreno interno [kN]	Peso terreno esterno [kN]	Sovraccarico [kN]
32,19	20,60	49,36	3,37	0,00

3 Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

Condizione	Taglio sollecitante [kN]	Taglio resistente [kN]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	55,32	58,83	1,06	SI
Sisma	53,34	58,26	1,09	SI

2 Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [kN m]	Momento stabilizzante [kN m]	Fs	Verifica
EQU	49,29	115,51	2,34	SI
Sisma	41,05	147,60	3,60	SI

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Vesic

Condizione	Pressione agente [N/mm ²]	Pressione limite [N/mm ²]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	0,12	0,24	2,03	SI
A*+M1+R*	0,09	0,11	1,22	SI

1 SLU

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	Cs	ε_{cls} [‰]	ε_{fe} [‰]	δ
Muro	2,00	2,00	-44,48	-46,50	-44,55	1,2	2,6	67,5	0,0
Soletta interna	1,00	1,75	-16,92	18,44	-43,82	1,3	2,0	67,5	0,0
Soletta esterna	2,25	1,00	35,90	-17,22	76,12	1,0	2,7	67,5	0,0

2 SLE rara

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	2,00	2,00	-33,67	-46,50	-34,27	2,40	222,12	21,04	7,2
Soletta interna	1,00	1,75	-13,06	14,18	-33,79	1,71	250,91	3,25	3,4
Soletta esterna	2,25	1,00	26,79	-17,22	58,46	3,20	298,12	19,99	5,1

3 SLE quasi permanente

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	2,00	2,00	-33,67	-46,50	-34,27	2,40	222,12	21,04	7,2
Soletta interna	1,00	1,75	-13,06	14,18	-33,79	1,71	250,91	3,25	3,4
Soletta esterna	2,25	1,00	26,79	-17,22	58,46	3,20	298,12	19,99	5,1

Dimensioni del Muro:			
Altezza	H	1,50 m	
Larghezza	I	0,20 m	
Risega interna	R _i	0,00 m	
Risega esterna	R _e	0,15 m	
Lunghezza	L	2,00 m	
Dimensioni della Fondazione:		Dimensioni del Dente di fondazione:	
Altezza	h	0,30 m	Dente: No
Larghezza	I	1,00 m	Altezza a 0,00 m
Mensola interna	M _i	0,30 m	Larghezza b 0,00 m
Mensola esterna	M _e	0,35 m	Posizione x 0,00 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	1,80

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,50	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,50

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	z _w	0,00 m
---	----------------	--------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

Descrizione	N [kN]	T [kN]	M [kN m]	q [kn/m²]
Carichi esterni	0,00	0,00	0,00	0,000

AZIONE SISMICA

Caratteristiche del sito	
Comune: Paisco Lovenò	Provincia:

Longitudine: 10,292 °	Latitudine: 46,081 °
Categoria di sottosuolo: E	Amplificazione topografica: T2
Caratteristiche dell'edificio	
Coefficiente d'uso C_U : 1,0	Classe d'uso: II
Accelerazione al suolo	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S : 1,92	Coefficiente di amplificazione topografica S_T : 1,00
Accelerazione a_g : 0,593 m/s ²	

2 Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,309	0,000	11,78	4,92	12,77	0,60	22,7

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K_a	K_p	Δ Spinta H [kN]	Δ Spinta V [kN]	DeltaSpinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,451	0,000	0,94	0,39	1,02	0,60	22,7

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,309	0,000	6,29	2,63	6,82	0,50	22,7

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K_p	% Spinta passiva	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	5,063	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [kN]	Peso soletta fondazione [kN]	Peso terreno interno [kN]	Peso terreno esterno [kN]	Sovraccarico [kN]
10,12	7,36	9,07	0,70	0,00

3 Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

Condizione	Taglio sollecitante [kN]	Taglio resistente [kN]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	11,78	12,21	1,04	SI
Sisma	11,57	13,12	1,13	SI

2 Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [kN m]	Momento stabilizzante [kN m]	Fs	Verifica
EQU	4,68	13,41	2,86	SI
Sisma	4,09	17,13	4,19	SI

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Vesic

Condizione	Pressione agente [N/mm ²]	Pressione limite [N/mm ²]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	0,06	0,19	3,25	SI
A*+M1+R*	0,04	0,05	1,07	SI

1 SLU

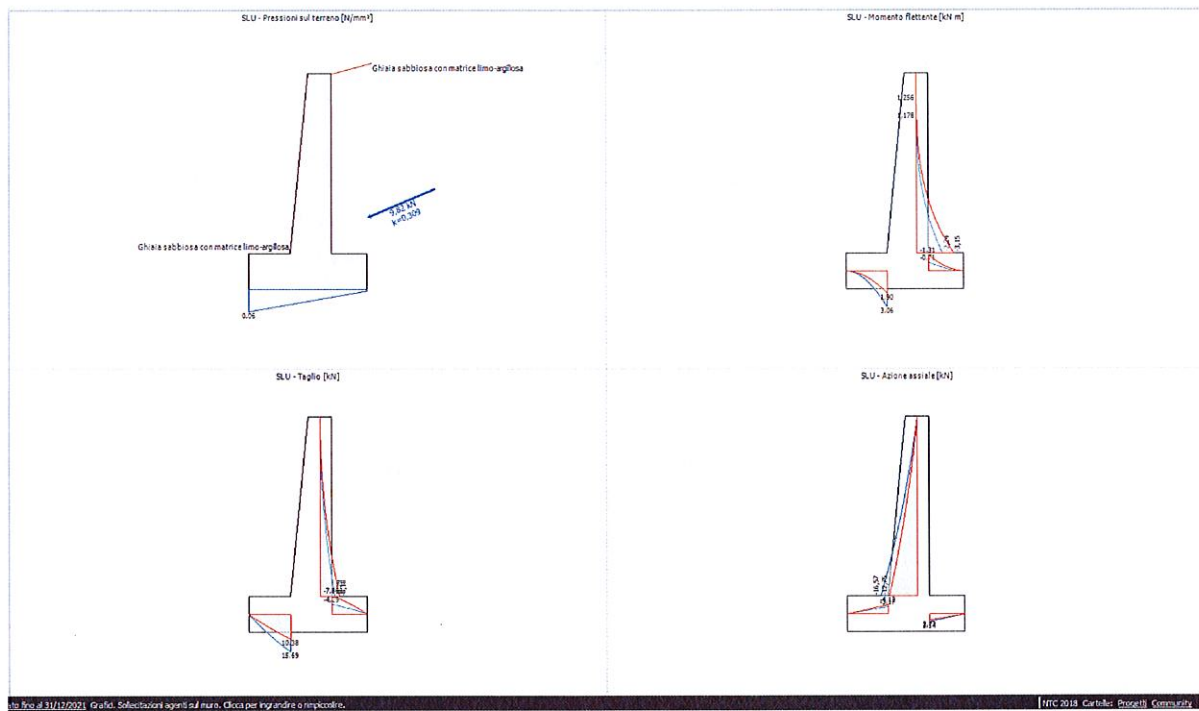
Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	Cs	ϵ_{cls} [‰]	ϵ_{fe} [‰]	δ
Muro	0,50	0,50	-3,15	-12,75	-8,18	2,8	1,5	67,5	0,0
Soletta interna	0,00	0,25	-1,31	3,54	-7,86	1,6	0,5	67,5	0,0
Soletta esterna	0,75	0,50	3,06	-3,17	15,69	2,9	1,7	67,5	0,0

2 SLE rara

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	0,50	0,50	-2,34	-12,75	-6,29	0,43	25,86	3,45	6,4
Soletta interna	0,00	0,25	-1,01	2,72	-6,07	0,53	211,33	0,00	1,0
Soletta esterna	0,75	0,50	2,25	-3,17	12,04	0,72	92,11	0,68	2,8

3 SLE quasi permanente

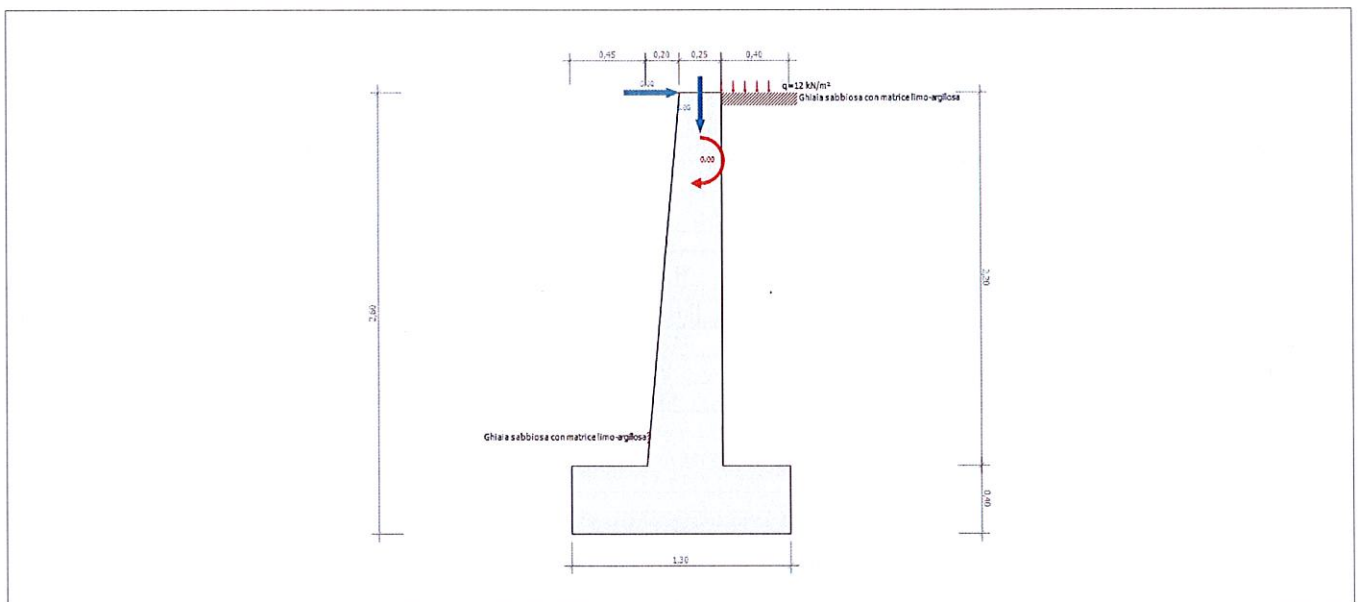
Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	0,50	0,50	-2,34	-12,75	-6,29	0,43	25,86	3,45	6,4
Soletta interna	0,00	0,25	-1,01	2,72	-6,07	0,53	211,33	0,00	1,0
Soletta esterna	0,75	0,50	2,25	-3,17	12,04	0,72	92,11	0,68	2,8



MURO DI SOTTOSCARPA - SEZIONE n.33

1 Dati del muro di sostegno

1 Geometria del muro



Dimensioni del Muro:				
Altezza	H	2,20 m		
Larghezza	I	0,25 m		
Risega interna	R _i	0,00 m		
Risega esterna	R _e	0,20 m		
Lunghezza	L	2,00 m		
Dimensioni della Fondazione:			Dimensioni del Dente di fondazione:	
Altezza	h	0,40 m	Dente:	No
Larghezza	I	1,30 m	Altezza	a 0,00 m
Mensola interna	M _i	0,40 m	Larghezza	b 0,00 m
Mensola esterna	M _e	0,45 m	Posizione	x 0,00 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	2,60

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,50	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,50

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	Z _w	0,00 m
---	----------------	--------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

Descrizione	N [kN]	T [kN]	M [kN m]	q [kn/m²]
Carichi esterni	0,00	0,00	0,00	12,000

AZIONE SISMICA

Caratteristiche del sito	
Comune: Paisco Lovenio	Provincia:

Longitudine: 10,292 °	Latitudine: 46,081 °
Categoria di sottosuolo: E	Amplificazione topografica: T2
Caratteristiche dell'edificio	
Coefficiente d'uso C_u : 1,0	Classe d'uso: II
Accelerazione al suolo	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S : 1,92	Coefficiente di amplificazione topografica S_T : 1,00
Accelerazione a_g : 0,593 m/s ²	

2 Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [kN]	Spinta v [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,254	0,000	20,23	8,45	21,92	0,87	22,7

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K_a	K_p	Δ Spinta H [kN]	Δ Spinta v [kN]	DeltaSpinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,347	0,000	1,25	0,52	1,36	0,87	22,7

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [kN]	Spinta v [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	0,254	0,000	11,14	4,65	12,07	0,73	22,7

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K_p	% Spinta passiva	Spinta H [kN]	Spinta v [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Ghiaia sabbiosa con matrice limo-argillosa	3,162	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [kN]	Peso soletta fondazione [kN]	Peso terreno interno [kN]	Peso terreno esterno [kN]	Sovraccarico [kN]
18,88	12,75	17,27	1,80	0,00

3 Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

Condizione	Taglio sollecitante [kN]	Taglio resistente [kN]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	29,74	33,97	1,14	SI
Sisma	27,88	35,49	1,27	SI

2 Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [kN m]	Momento stabilizzante [kN m]	Fs	Verifica
EQU	22,14	32,32	1,46	SI
Sisma	18,49	41,30	2,23	SI

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Vesic

Condizione	Pressione agente [N/mm ²]	Pressione limite [N/mm ²]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	0,15	0,15	1,03	SI
A*+M1+R*	0,10	0,11	1,10	SI

1 SLU

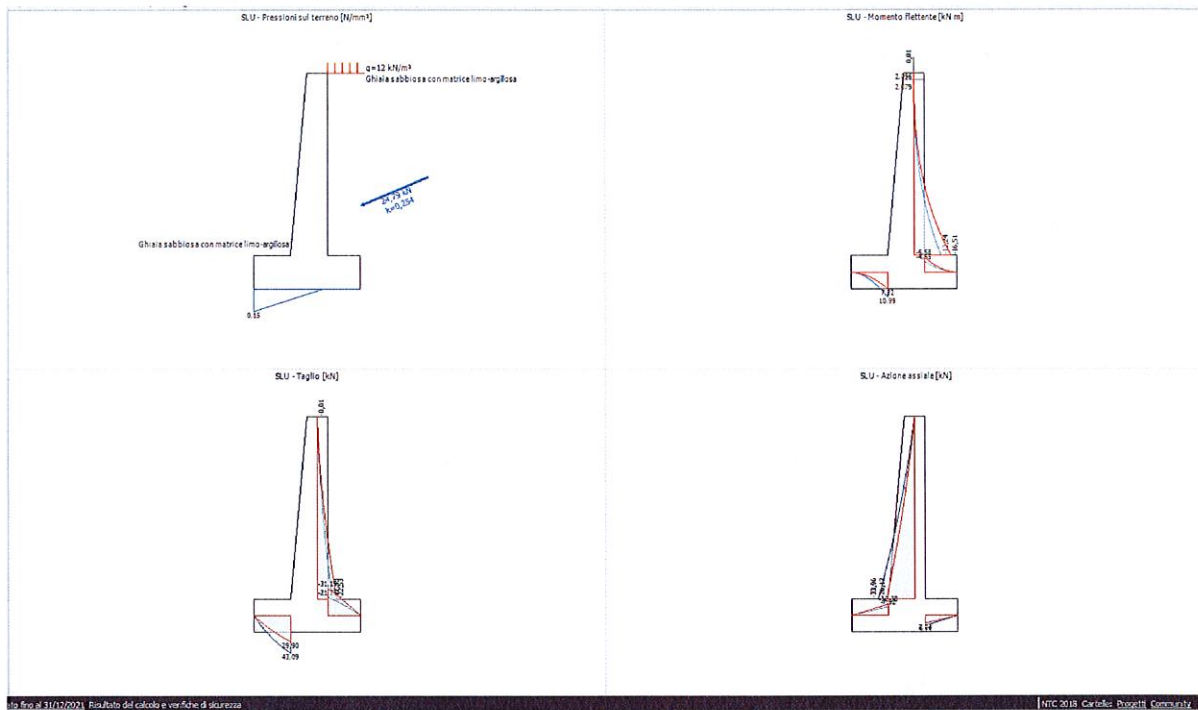
Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	Cs	ϵ_{cls} [‰]	ϵ_{fe} [‰]	δ
Muro	1,00	1,00	-16,51	-26,12	-22,53	1,4	2,0	67,5	0,0
Soletta interna	0,50	0,75	-6,58	9,15	-31,19	1,4	1,2	67,5	0,0
Soletta esterna	1,00	0,50	10,99	-7,92	43,09	1,5	1,6	67,5	0,0

2 SLE rara

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	1,00	1,00	-12,50	-26,12	-17,33	1,65	175,94	10,40	5,2
Soletta interna	0,50	0,75	-5,07	7,04	-24,04	0,99	236,00	5,43	2,2
Soletta esterna	1,00	0,50	8,21	-7,92	33,10	1,41	188,13	4,24	3,7

3 SLE quasi permanente

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	1,00	1,00	-12,50	-26,12	-17,33	1,65	175,94	10,40	5,2
Soletta interna	0,50	0,75	-5,07	7,04	-24,04	0,99	236,00	5,43	2,2
Soletta esterna	1,00	0,50	8,21	-7,92	33,10	1,41	188,13	4,24	3,7



Comune di PAISCO LOVENO

Provincia di Brescia

RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

OGGETTO: Progetto definitivo – esecutivo per l'ampliamento della strada Statale 294 dal km 1,135 al km 1,900.

COMMITTENTE: Comune di Paisco Loveno Provincia di Brescia.

INDICE

1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	2
1.1. CALCESTRUZZO	2
1.2. ACCIAIO PER C.A. AD ADERENZA MIGLIORATA.....	5
2. LAVORABILITA' DELL'IMPASTO	10
3. DURABILITA'	11

1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali ed i prodotti ad uso strutturale, utilizzati nelle opere oggetto della presente relazione, rispondono ai requisiti indicati dal capitolo 11 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Questi sono identificati univocamente dal produttore, qualificati sotto la sua responsabilità ed accettati dal direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione. Nello specifico delle opere in oggetto si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali, per i quali viene data descrizione delle caratteristiche meccaniche d'interesse.

1.1. CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo è costituito da un aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco) legati da una pasta cementizia, composta da acqua e cemento. Oltre ai componenti normali, è consentito l'uso di aggiunte (ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice) e di additivi chimici (acceleranti, ritardanti, aeranti, ecc.), in conformità a quanto previsto al paragrafo 11.2.9 del D.M. 17/1/2018. Nella formazione degli impasti, i vari componenti dovranno risultare intimamente mescolati ed uniformemente distribuiti nella massa e durante il getto si dovrà procedere ad idonea azione di vibratura.

Cemento

La fornitura del cemento sarà effettuata con l'osservanza delle condizioni e modalità di cui all'art. 3 della legge 26/5/1965 n. 595. Verrà impiegato cemento conforme alla norma armonizzata UNI EN 197. Il cemento dovrà essere conservato esclusivamente in locali coperti, asciutti e privi di correnti d'aria. Se fornito in sacchi, questi non vanno mai tenuti all'aperto, ma conservati in ambienti asciutti e chiusi, lasciando sempre delle intercapedini fra il piano di appoggio e il terreno. E' escluso l'impiego di cementi alluminosi. Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad altre azioni aggressive.

Aggregati

Sono idonei alla produzione del calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo, conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

L'attestazione della conformità di tali aggregati deve essere effettuata ai sensi del DPR n. 246/93. Inoltre, gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, dei requisiti chimico-fisici aggiuntivi, rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, secondo quanto prescritto dalle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005.

Ad ogni modo, la dimensione massima dell'inerte sarà commisurata, per l'assestamento del getto, ai vuoti tra le armature e tra i casseri tenendo presente che il diametro massimo dell'inerte non dovrà superare: la

distanza minima tra due ferri contigui ridotta di 5 mm, 1/4 della dimensione minima della struttura e 1/3 del copriferro.

Sabbia

La sabbia dovrà essere prelevata esclusivamente da fiumi e da fossi; dovrà essere costituita da elementi prevalentemente silicei, di forma angolosa e di grossezza assortita; dovrà essere aspra al tatto e senza lasciare traccia di sporco; dovrà essere esente da cloruri e scevra di materie terrose, argillose, limacciose e polvulorenti; non dovrà contenere fibre organiche.

Ghiaia e pietrisco

La ghiaia dovrà essere formata da materiali resistenti, inalterabili all'aria, all'acqua ed al gelo, gli elementi dovranno essere pulitissimi ed esenti da cloruri e da materiali polverulenti; dovranno essere esclusi elementi a forma di ago e di piastrelle. Il pietrisco e la graniglia dovranno provenire dalla spezzatura di rocce silicee, basaltiche, porferee, granitiche e calcaree, rispondenti in genere ai requisiti prescritti per pietre naturali nonché a quelli prescritti per la ghiaia al precedente punto. Dovrà essere escluso il pietrisco proveniente dalla frantumazione di scaglie di residui di cave. E' consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio.

Acqua di impasto

L'acqua di impasto, ivi compresa quella di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008:2003. L'acqua dovrà essere dolce, limpida non aggressiva e priva di terre. Non dovranno essere impiegate acque eccessivamente dure o ricche di solfati o cloruri; acque di rifiuto, anche se limpide, se provenienti da fabbriche di qualsiasi genere; acque contenenti argilla, humus, limo; acque contenenti residui grassi, oleosi o zuccherini; acque piovane. Inoltre, dato che l'eccesso di acqua costituisce causa fondamentale della riduzione di resistenza del conglomerato, nella determinazione della qualità dell'acqua, per l'impasto si dovrà tenere conto anche di quella contenuta negli inerti.

Additivi e aggiunte

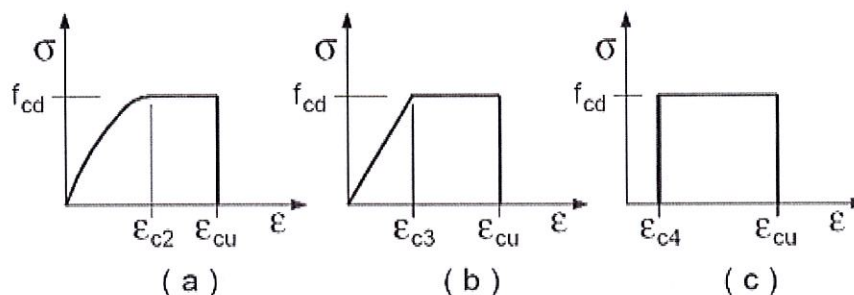
Oltre ai componenti normali (cemento, acqua, sabbia e ghiaia) è ammesso l'utilizzo di prodotti chimici come additivi al calcestruzzo.

Essi, aggiunti solitamente in piccole quantità, hanno lo scopo di migliorare una o più prestazioni. A seconda della loro specifica funzione, gli additivi possono essere classificati in varie tipologie: acceleranti, ritardanti, aeranti, inibitori di corrosione, battericidi, idrofobizzanti, anti-ritiro, fluidificanti e superfluidificanti. In particolare, i fluidificanti, ad esempio, migliorano la lavorabilità dell'impasto, evitando di dover aumentare la quantità d'acqua; gli acceleranti e i ritardanti, rispettivamente, accelerano e ritardano la presa del calcestruzzo in opera; gli aeranti introducono aria, migliorando la resistenza al gelo. L'uso degli additivi deve essere fatto con attenzione, seguendo le indicazioni del fornitore. E' importante precisare che un uso scorretto, specie con riferimento alle quantità, può comportare effetti secondari negativi. Gli additivi chimici, utilizzati per migliorare una o più prestazioni del calcestruzzo, devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali. Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 450-1. Per quanto riguarda invece l'impiego bisogna fare riferimento alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004.

I fumi di silice, infine, devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 13263-1.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

La deformazione massima $\varepsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

Per il calcestruzzo preconfezionato o confezionato in opera per strutture armate si richiedono le seguenti caratteristiche:

CALCESTRUZZO STRUTTURALE PER OPERE DI FONDAZIONE	
Nome: C25/30	Tipologia del materiale: calcestruzzo
Classe di resistenza: C25/30	Descrizione: calcestruzzo strutturale
Caratteristiche	
Densità ρ : 2500 kg/m ³	Modulo Elastico $E_{cm} = 22000 \times ((f_{ck} + 8)/10)^{0.3} = 31475,8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 30 N/mm ²	Coefficiente di Poisson ν : 0.20
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 25 N/mm ²	Coefficiente correttivo per la resistenza a comp. α_{cc} : 0.85
Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$	Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1.5
Disposizioni	
Classe di lavorabilità: S4	Diametro degli aggregati: $\varnothing \leq 25 \text{ mm}$

Classe di esposizione: XC2	
----------------------------	--

CALCESTRUZZO STRUTTURALE OPERE VERTICALI ED ORIZZONTALI	
Nome: C25/30	Tipologia del materiale: calcestruzzo
Classe di resistenza: C25/30	Descrizione: calcestruzzo strutturale
Caratteristiche	
Densità ρ : 2500 kg/m ³	Modulo Elastico $E_{cm}=22000 \times ((f_{ck}+8)/10)^{0.3}=31475,8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 30 N/mm ²	Coefficiente di Poisson ν : 0.20
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 25 N/mm ²	Coefficiente correttivo per la resistenza a comp. α_{cc} : 0.85
Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$	Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1.5
Disposizioni	
Classe di lavorabilità: S4	Diametro degli aggregati: $\varnothing \leq 25 \text{ mm}$
Classe di esposizione: XC4	

1.2. ACCIAIO PER C.A. AD ADERENZA MIGLIORATA

Gli acciai per strutture in cemento armato devono rispettare le prescrizioni delle Norme tecniche per le costruzioni approvate con il D.M. 17 gennaio 2018.

L'appaltatore non deve porre in opera armature ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne riducano la resistenza o che siano ricoperte da sostanze che riducono sensibilmente l'aderenza al conglomerato cementizio.

Particolare attenzione va posta alla lavorazione delle armature: il diametro del mandrino, su cui avviene la piegatura, deve essere maggiore di 6 volte il diametro della barra.

Occorre garantire un adeguato interferro tra le barre, con un minimo di 2.5 cm, qualora se ne ravvisi la necessità, il direttore dei lavori ordinerà il raggruppamento delle barre a coppie garantendo un interferro minimo di 4 cm, oppure si disporranno più registri.

Il copriferro minimo non deve essere inferiore a 2 cm per travi e pilastri e 0,8 cm per solette e setti.

Tutti gli acciai oggetto delle Norme tecniche per le costruzioni approvate con D.M. 17 gennaio 2018, siano essi

destinati a utilizzo come armature per cemento armato ordinario o precompresso o a utilizzo diretto come carpenterie in strutture metalliche, devono essere prodotti con un sistema di controllo permanente della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza e organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI EN 45012.

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo il produttore e l'organismo di certificazione di processo potranno fare riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme europee disponibili EN 10080, EN 10138, EN 10025, EN 10210, EN 10219.

Quando non sia applicabile la marcatura CE, ai sensi del D.P.R. n. 246/1993 di recepimento della direttiva 89/106/CE, la valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

Nel caso di prodotti coperti da marcatura CE, devono essere comunque rispettati, laddove applicabili, i punti del paragrafo 11.3 del D.M. 17 gennaio 2018 non in contrasto con le specifiche tecniche europee armonizzate.

Il Servizio tecnico centrale della Presidenza del Consiglio superiore dei lavori pubblici è organismo abilitato al rilascio dell'attestato di qualificazione per gli acciai di cui sopra.

La procedura di qualificazione del prodotto prevede:

- esecuzione delle prove di qualificazione a cura del laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001
- incaricato dal Servizio tecnico centrale su proposta del produttore;
- invio dei risultati delle prove di qualificazione da sottoporre a giudizio di conformità al Servizio tecnico centrale da parte del laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 incaricato;
- in caso di giudizio positivo il Servizio tecnico centrale provvede al rilascio dell'Attestato di qualificazione al produttore e inserisce il produttore nel Catalogo ufficiale dei prodotti qualificati che sarà reso disponibile sul sito internet;
- in caso di giudizio negativo, il produttore può individuare le cause delle non conformità, apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione sia al Servizio tecnico centrale che al laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di qualificazione.

Il prodotto può essere immesso sul mercato solo dopo il rilascio dell'Attestato di qualificazione.

La qualificazione ha validità cinque anni.

Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati

Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e deve costantemente essere riconducibile allo stabilimento di produzione tramite la marcatura indelebile depositata presso il Servizio tecnico centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio e alla sua eventuale saldabilità.

Ogni prodotto deve essere marcato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso produttore. La

marcatatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva a se stante, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito.

Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso produttore, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerata la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in fasci, diversi possono essere i sistemi di marcatatura adottati, anche in relazione all'uso, quali ad esempio l'impressione sui cilindri di laminazione, la punzonatura a caldo e a freddo, la stampigliatura a vernice, la targhetatura, la sigillatura dei fasci e altri.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione all'uso del prodotto, il produttore è tenuto a marcare ogni singolo pezzo; ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto, la marcatatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione (fascio, bobina, rotolo, pacco, ecc.) il prodotto sia riconducibile al produttore, al tipo di acciaio nonché al lotto di produzione e alla data di produzione.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marcatatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo, dalla impossibilità di manomissione, il produttore deve rispettare le modalità di marcatatura denunciate nella documentazione presentata al Servizio tecnico centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

La mancata marcatatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Qualora, sia presso gli utilizzatori sia presso i commercianti, l'unità marcata (pezzo singolo o fascio) viene scorporata, per cui una parte, o il tutto, perde l'originale marcatatura del prodotto, è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza mediante i documenti di accompagnamento del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio tecnico centrale.

In tal caso i campioni destinati al laboratorio incaricato delle prove di cantiere devono essere accompagnati dalla sopraindicata documentazione e da una dichiarazione di provenienza rilasciata dal Direttore dei Lavori.

I produttori, i successivi intermediari e gli utilizzatori finali devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità per almeno 10 anni e devono mantenere evidenti le marcature o le etichette di riconoscimento per la rintracciabilità del prodotto.

Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione e la rintracciabilità del prodotto attraverso il marchio possono essere emesse dal Servizio tecnico centrale.

Tutti i certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai, sia in stabilimento che in cantiere o nel luogo di lavorazione, devono riportare l'indicazione del marchio identificativo, rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio tecnico centrale le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle Norme tecniche di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

In tal caso il materiale non può essere utilizzato e il laboratorio incaricato informa di ciò il Servizio tecnico centrale.

I controlli e la documentazione di accompagnamento

La vigente normativa prevede le seguenti forme di controllo obbligatorie:

- controlli di produzione in stabilimento;
- controlli di accettazione nei centri di trasformazione e in cantiere.

I controlli eseguiti in stabilimento si riferiscono a lotti di produzione.

I controlli di accettazione eseguiti in cantiere, o nei centri di trasformazione, sono riferiti a lotti di spedizione.

A tale riguardo si definiscono:

- lotti di produzione: si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (numero di rotolo finito o del fascio di barre). Un lotto di produzione è compreso tra 30 e 100 tonnellate;
- lotti di spedizione: sono lotti formati da un massimo di 30 t, spediti in cantiere o nei centri di trasformazione.

Tutti i lotti di spedizione di acciaio, anche se parte di un'unica fornitura, devono essere accompagnati dall'attestato di qualificazione del produttore rilasciato dal Servizio tecnico centrale. L'attestato può essere utilizzato senza limitazione di tempo. Su tale attestato deve essere riportato il riferimento al documento di trasporto del produttore.

Tutti i lotti di spedizione effettuati da un commerciante o da un trasformatore intermedio devono essere accompagnati dalla copia dell'attestato di qualificazione del produttore, sul quale deve essere riportato il riferimento al documento di trasporto fino al commerciante o al trasformatore intermedio.

I controlli in cantiere, eseguiti su ciascun lotto di spedizione, possono essere omessi quando il prodotto utilizzato in cantiere proviene da un centro di trasformazione; in quest'ultimo caso la certificazione delle prove eseguite presso un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 deve riportare gli elementi identificativi del produttore, le caratteristiche commerciali, le quantità fornite, il cantiere di destinazione. Nel caso in cui il centro di trasformazione proceda a eseguire i controlli di cui sopra, ha l'obbligo di nominare un direttore tecnico che, in possesso dei requisiti definiti per norma per il direttore dei lavori, assume la responsabilità del controllo dei materiali.

Resta comunque nella discrezionalità del direttore dei lavori la facoltà di effettuare tutti gli eventuali controlli ritenuti opportuni.

I controlli sono effettuati secondo le modalità indicate al punto 11.3 del D.M. 17 gennaio 2018. Il direttore dei lavori prima della messa in opera è tenuto a verificare quanto sopra indicato e a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Accertamento delle proprietà meccaniche

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche vale quanto indicato nelle UNI EN ISO 15630-1 e UNI EN ISO 15630-2.

Per acciai deformati a freddo, ivi compresi i rotoli, le proprietà meccaniche devono essere determinate su provette mantenute per 60 minuti a $100 \pm 10^\circ\text{C}$ e successivamente raffreddate in aria calma a temperatura ambiente.

La prova di piegamento e raddrizzamento deve essere eseguita alla temperatura di $20 \pm 5^\circ\text{C}$ piegando la provetta a 90° , mantenendola poi per 30 minuti a $100 \pm 10^\circ\text{C}$ e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20° . Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

Caratteristiche dimensionali

L'acciaio per cemento armato è generalmente prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per utilizzo diretto o come elementi di base per successive trasformazioni.

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati o preassemblati in appositi centri di trasformazione, a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera, quali:

- elementi presagomati (staffe, ferri piegati, ecc);
- elementi preassemblati (gabbie di armatura, ecc.).

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentarne l'aderenza al conglomerato cementizio.

Per quanto riguarda la marcatura dei prodotti vale quanto indicato al punto 11.3. delle Norme tecniche di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

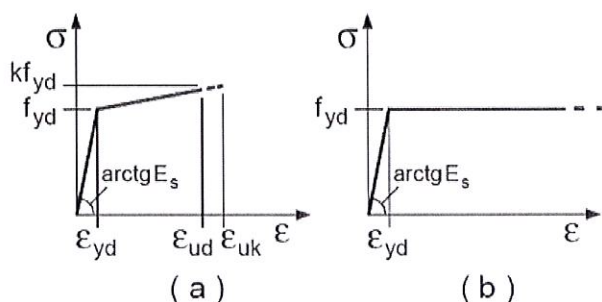
Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al punto 11.3. delle Norme tecniche di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Barre

Le barre sono caratterizzate dal diametro \varnothing della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7850 kg/m^3 .

Il diametro \varnothing delle barre deve essere compreso tra 6 e 50 mm. Per barre con diametri superiori a 40 mm la struttura va considerata composta e valgono le regole delle strutture composte acciaio-conglomerato cementizio.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



Dovranno essere presentati alla D. L. i certificati relativi alle prove di laboratorio, come prescritto dalle vigenti norme e più specificatamente i risultati relativi al controllo delle tensioni di snervamento e di rottura.

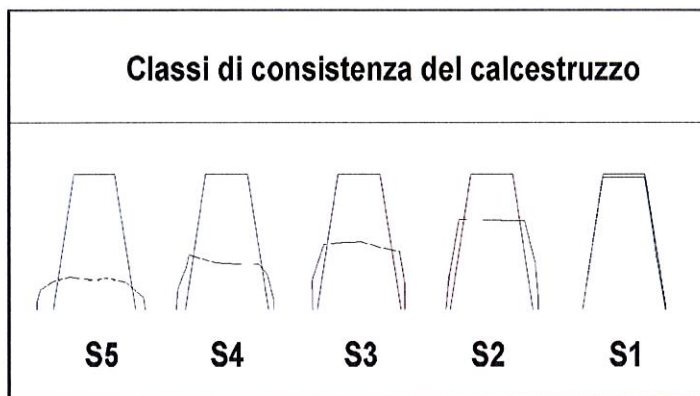
L'acciaio per c.a. ad aderenza migliorata deve avere le seguenti caratteristiche:

ACCIAIO PER C.A.	
Nome: Acciaio B450C	Descrizione: acciaio per calcestruzzo armato
Tipologia del materiale: acciaio	
Caratteristiche	
Densità ρ : 7850 kg/m ³	Resistenza di progetto f_{yd} : $f_{y,nom} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Tensione nominale di snervamento $f_{y,nom}$: 450 N/mm ²	Modulo Elastico E_s : 200000 N/mm ²
Tensione nominale di rottura $f_{t,nom}$: 540 N/mm ²	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s : 1.15

2. LAVORABILITA' DELL'IMPASTO

La lavorabilità, ovvero la facilità con cui viene mescolato l'impasto, varia in funzione del tipo di calcestruzzo impiegato, dipende dalla granulometria degli inerti, dalla presenza o meno degli additivi ed aumenta in relazione al quantitativo di acqua aggiunta. Inoltre, la lavorabilità aumenta al diminuire della consistenza, che rappresenta il grado di compattezza dell'impasto fresco. La classe di consistenza del calcestruzzo da utilizzare viene fissata in base all'esigenza che l'impasto rimanga fluido per il tempo necessario a raggiungere tutte le parti interessate dal getto, senza che perda di omogeneità ed in modo che, a compattazione avvenuta, non rimangano dei vuoti. Il calcestruzzo viene quindi classificato, a seconda della sua consistenza, sulla base dell'abbassamento al cono, definito Slump ed identificato da un codice (da S1 a S5), che corrisponde ad un determinato intervallo di lavorabilità, espresso mediante la misura dello Slump, in mm. La lavorabilità cresce all'aumentare del numero che indica la classe.

Considerare, ad esempio, un calcestruzzo con classe di consistenza S3, caratterizzato da uno slump compreso tra 100 e 150 mm, significa che, se sottoposto alla prova di abbassamento del cono (slump test), il provino troncoconico di calcestruzzo fresco, appena sformato, subisce un abbassamento compreso in quell'intervallo.



Classe di Consistenza	Slump (mm)	Applicazioni
S1 (Terra umida)	10 - 40	pavimenti messi in opera con vibro finiture
S2 (Terra plastica)	50 - 90	strutture circolari (silos, ciminiere)
S3 (semi fluida)	100 - 150	strutture non armate o poco armate
S4 (fluida)	160 - 210	strutture mediamente armate
S5 (super fluida)	oltre 210	strutture fortemente armate con ridotta sezione e/o complessa geometria

La scelta della classe di consistenza del calcestruzzo è legata alla lavorabilità che ci si aspetta dall'impasto per il tipo di opera che si deve andare a realizzare.

Per la quasi totalità delle opere in calcestruzzo armato gettato in casseforme, ci si aspetta una lavorabilità che ricada tra la classe di consistenza semi-fluida (S3) e quella super fluida (S5). Per l'opera in esame, in base ai criteri esposti, si è scelto di adottare un calcestruzzo appartenente alla Classe di Consistenza S4.

3. DURABILITA'

La scelta dei materiali costituenti gli elementi strutturali è fatta anche in base alle condizioni ambientali nelle quali gli elementi in calcestruzzo armato saranno esposti in fase di costruzione e di esercizio dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le classi di esposizione dei calcestruzzi e i limiti di apertura delle fessure tali da conseguire i requisiti di durabilità richiesti.

Classi di esposizione ambientale

Ai fini della durabilità dei materiali si è fatto utile riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004, come previsto al par. 11.2.11 delle vigenti Norme tecniche. Le classi di esposizione relative all'opera in esame, in funzione delle condizioni ambientali presunte, sono riportate di seguito:

Classi di esposizione

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa

2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente: Nota Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti		
Qualora il calcestruzzo bagnato sia esposto ad un attacco significativo dovuto a cicli di gelo/disgelo, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo

Figura 1: Norma UNI EN 206-1:2006 - Norma UNI 11104:2004

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, invece, distinguono le condizioni ambientali in ordinarie, aggressive e molto aggressive, e definiscono, per ciascuna condizione, le corrispondenti classi di esposizione, come di seguito indicato in tabella:

Condizioni ambientali	Classi di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3,
Aggressive	XC4, XD1, XS1
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3

Per ciascuna delle suddette classi di esposizione è richiesto il rispetto di alcuni vincoli, espressi sotto forma di rapporto acqua cemento (a/c), dosaggio di cemento e spessore minimo del copriferro. All'accentuarsi dell'intensità dell'attacco dell'ambiente esterno, oltre ad incrementare il quantitativo di cemento nell'impasto (riducendo quindi il rapporto acqua-cemento), è necessario aumentare lo spessore di calcestruzzo che ricopre le armature. Tale ricoprimento di calcestruzzo, generalmente definito copriferro è necessario per proteggere sia le barre di acciaio dai fenomeni di corrosione e dagli attacchi degli agenti esterni e, soprattutto, per assicurare una adeguata trasmissione delle forze di aderenza. Lo spessore del copriferro viene dimensionato in funzione della aggressività dell'ambiente esterno, della classe di resistenza del calcestruzzo e della vita nominale della struttura.

