Agenzia Regionale per la Sicurezza Territoriale e la Protezione Civile

SERVIZIO COORDINAMENTO PROGRAMMI SPECIALI E PRESIDI DI COMPETENZA

Ordinanza Commissariale n° 8 del 28 novembre 2016

Codice intervento: 12642

Titolo intervento: Interventi di messa in sicurezza del torrente Tiepido al fine di migliorare strutturalmente e funzionalmente il sistema difensivo esistente adeguando nodi e tratti particolarmente critici al fine di ridurne la vulnerabilità in caso di eventi di piena

Importo del finanziamento: € 850.000,00

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

B.4	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Scala -	

PROGETTAZIONE

BETA studio

WATER AND NATURAL RESOURCES CONSULTANTS

BETA Studio s.r.l. - Via Guido Rossa, 29/A
35020 Ponte S. Nicolò Padova – ITALIA
info@betastudio.it - www.betastudio.it
tel. +390498961120 fax +390498961090

Il responsabile del progetto

BETA Studio srl

Ing. Massimo COCCATO

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PADOVA
MASSIMO COCCATO
INGEGNERE
Sez. A - n° 2405
SETTORE : Civile e Ambientale

Data	Rev.	Cod. Elab.
Maggio 2018	00	RTC_04

Visto di validazione

(art. 26 co. 8 D.Lgs 50/2016)

Il Responsabile Unico del Procedimento

(Dott.ssa Rita Nicolini)

Indice

Pag.

Introduzione III
1. Interventi in progetto 1
2. Normativa di riferimento 3
3. Materiali 5
4. Geometria 7
5. Analisi dei carichi (§ 3 NTC) 9
5.1 Peso proprio delle strutture 9
5.2 Spinta delle terre e spinta idrostatica dell'acqua in condizioni ordinarie 10
5.3 Sovraccarico distribuito su terrapieno (Q_{V1}) 10
5.4 Carico da neve (Q_N) 11
5.5 Spinta dell'acqua in condizioni di cassa piena 11
5.6 Peso dell'acqua sulla fondazione in condizioni di cassa piena 11
5.7 Azione sismica 11
6. Combinazione delle azioni (§ 2.5.3 NTC) 15
7. Modello di calcolo, Analisi e verifiche 17
7.1 Modello di calcolo 17
7.2 Controllo delle reazioni vincolari 19
7.3 Armature minime 20
7.4 Parametri di Sollecitazione 22
7.5 Verifiche 25
7.5.1 Briglia gaveta centrale base - armature verticali 25
7.5.1.A Verifica a pressoflessione 25
7.5.1.B Verifica a Taglio 26
7.5.1.C Verifica a Fessurazione 27
7.5.1.D Verifica delle tensioni 29
7.5.2 Briglia gaveta centrale - armature orizzontali 30
7.5.2.A Verifica a pressoflessione 30
7.5.2.B Verifica a Taglio 31
7.5.2.C Verifica a Fessurazione 32
7.5.2.D Verifica delle tensioni 34
7.5.3 Muri laterali- armature verticali 34
7.5.3.A Verifica a pressoflessione 35
7.5.3.B Verifica a Taglio 36
7.5.3.C Verifica a Fessurazione 36
7.5.3.D Verifica delle tensioni 38
7.5.4 Muri laterali- armature orizzontali 38
7.5.4.A Verifica a pressoflessione 39
7.5.4.B Verifica a Taglio 40
7.5.4.C Verifica a Fessurazione 41
7.5.4.D Verifica delle tensioni 43
7.5.5 Soletta 43
7.5.5.A Verifica a pressoflessione 44
7.5.5.B Verifica a Taglio 45
8. Verifica capacità portante (SLU) 47
9. Calcolo dei cedimenti (SLE) 55

Introduzione

In data 28/11/2016 è stata firmata l'ordinanza n 8 del Commissario-Delegato *"Interventi urgenti relativi al programma di messa in sicurezza idraulica, connessi ai fiumi che hanno generato gli eventi alluvionali abbattutisi sulla provincia di Modena tra il 17 ed il 19 gennaio 2014, interessanti i Comuni già colpiti dal sisma del 2012 individuati nel decreto legge del 28 gennaio 2014, n. 4. Approvazione ulteriore stralcio e altre disposizioni."* Il servizio coordinamento Programmi Speciali e Presidi di Competenza dell'Agenzia per la Sicurezza del Territorio e la Protezione Civile è stato individuato quale soggetto attuatore degli interventi urgenti connessi al programma di messa in sicurezza idraulica dei corsi d'acqua del c.d. nodo idraulico di Modena.

In particolare l'intervento in oggetto *"Interventi di messa in sicurezza del torrente Tiepido al fine di migliorare strutturalmente e funzionalmente il sistema difensivo esistente adeguando nodi e tratti particolarmente critici al fine di ridurne la vulnerabilità in caso di eventi di piena"* rientra tra quelli di cui all'allegato 1 dell'Ordinanza Commissariale suddetta col codice 12642.

In esecuzione della determina a contrarre n. 227 del 01/02/2017, mediante procedura di affidamento diretto, è stato affidato a BETA Studio srl l'incarico di progettazione, nei tre livelli di progetto preliminare (progetto di fattibilità tecnica ed economica), definitivo ed esecutivo, e coordinamento della sicurezza in fase di progettazione per i lavori indicati in oggetto.

Il presente documento rappresenta la *Relazione di Calcolo delle Strutture* del progetto definitivo - esecutivo dell'intervento in località Gorzano che prevede la realizzazione delle opere strutturali del sistema briglia – controbriglia in calcestruzzo armato e la ricalibratura e protezione a scogliera di un tratto di circa ottanta di metri a cavallo delle opere in progetto.

1. Interventi in progetto

La progettazione definitivo – esecutiva in atto, prevede il dimensionamento del sistema briglia – controbriglia in sostituzione di quello precedentemente esistente, che è crollato.

Nello specifico l'opera, da monte verso valle, è costituita da:

- un primo monolite in calcestruzzo che funge da briglia;
- una vasca di dissipazione in calcestruzzo con una profondità tale da ricomprendere uno strato di materiale arido simile a quello utilizzato per la protezione a scogliera e da realizzare un cuscino d'acqua per la dissipazione della vena sfiorante il primo manufatto;
- un secondo monolite con funzione di controbriglia anch'esso in calcestruzzo.

A valle della controbriglia è stato adottato un rivestimento del fondo con massi ciclopici di diametro 1.0 m per una profondità di circa 2.0 m. Tale protezione è stata utilizzata anche subito a valle della briglia esistente posta alla progressiva 16440, in modo tale da evitare l'erosione e lo scalzamento della fondazione.

Il tratto del torrente Tiepido compreso fra la briglia di monte ed il sistema briglia – controbriglia in progetto, nonché quello a valle di quest'ultimo per un'estensione di circa una quarantina di metri, è oggetto di ricalibratura e protezione del fondo e delle scarpate mediante scogliera in massi.

2. Normativa di riferimento

Si richiama nel seguito la normativa vigente per gli aspetti connessi alla realizzazione degli interventi previsti:

- Legge n. 1086 del 05/11/1971. "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02/02/1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 "Aggiornamento per le norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e Trasporti. 2 febbraio 2009, n. 617. "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)";
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)".

Per quanto non contemplato nelle presenti norme si fa riferimento agli Eurocodici ed a letteratura tecnica consolidata.

Norme di riferimento per la *Durabilità* dell'opera:

- UNI EN 206-1:2006 "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- UNI 11104 "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1:2006";
- UNI EN 206:2014 "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- *"Linee guida sul calcestruzzo strutturale"* - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. febbraio 2008.

3. Materiali

Per la realizzazione dei manufatti si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali.

Conglomerato cementizio per opere in c.a.:

- minima classe di resistenza: C25/30;
- massimo rapporto *a/c*: 0.5
- minimo contenuto in cemento: 340 kg/m^3
- dimensione massima aggregati: $d_g \leqslant 20$ mm
- copriferro minimo netto: $c \geq 40$ mm
- resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 25$ MPa
- resistenza cubica caratteristica: $R_{ck} = 30$ MPa
- resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ MPa
- resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk}(5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.80$ MPa
- valore medio resistenza cilindrica: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ MPa
- modulo elastico: $E_{cm} = 22'000 \cdot (f_{cm}/10)0,3 = 31'476$ MPa
- fattore di sicurezza parziale del materiale: $\gamma_c = 1.5$
- fattore di riduzione per carichi di lungo periodo: $\alpha = 0.85$
- resistenza di calcolo a compressione allo SLU: $f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ MPa
- resistenza di calcolo a trazione allo SLU: $f_{ctd} = f_{ctk}(5\%) / \gamma_c = 1,20$ MPa
- resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = 14.17$ N/mm²;

confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XC2/XF3 come definite dalla Norma UNI EN 206-1:2006, con classe di consistenza S3; di seguito si descrivono le considerazioni fatte.

La Norma UNI EN 206 e la UNI 11104 prescrivono per il calcestruzzo armato la protezione sia del calcestruzzo che dell'acciaio. Le armature delle opere in progetto sono state protette contro la corrosione da carbonatazione mediante la classe di esposizione XC2 considerando opere assimilabili alla categoria "parti di strutture di contenimento di liquidi, fondazioni".

Il calcestruzzo è stato protetto contro gli attacchi dei cicli di gelo/disgelo mediante la classe di esposizione XF3 considerando le opere soggette, a favore di sicurezza, a condizioni di elevata saturazione d'acqua. La legenda inserita negli elaborati grafici riassume quanto suddetto.

La classe di consistenza S3 garantisce lo slump adeguato alla corretta compattazione senza ricorrere ad additivi fluidificanti, viste le dimensioni dei casseri delle opere in oggetto che consentono l'uso efficiente di aghi vibranti.

Magrone di sottofondo:

- classe di resistenza C12/15;
- classe di esposizione X0;
- classe di consistenza S2;
- diametro massimo dell'aggregato 20 mm;
- non armato.

Acciaio da cemento armato normale per barre sagomate ad aderenza migliorata:

- tipo B450 C;
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450$ MPa
- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540$ MPa
- fattore di sicurezza parziale del materiale: $\gamma_s = 1.15$
- resistenza di calcolo allo SLU: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ MPa
- modulo di elasticità: $E_s = 206'000$ MPa
- che soddisfi i seguenti rapporti minimi: $(A_{gt})_k > 7.5$ %

$1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$

$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1.25$

Terreno di fondazione

In base alle indagini eseguite (vedi relazione geologica allegata al progetto) si riportano di seguito i parametri per la progettazione geotecnica da utilizzare nel calcolo dell'intervento in oggetto:

TIPO TERRENO	PESO DI VOLUME	ANGOLO DI ATTRITO	COESIONE	Coesione non drenata	E
Limo argilloso debolmente sabbioso	20 KN/m³	29°	4.87 kPa	100 kPa	55000 kPa

La classificazione sismica effettuata grazie alle prove Re.Mi stabilisce che il terreno è di **classe sismica C**

4. Geometria

L'opera è composta da tre parti strutturalmente connesse: briglia, vasca e controbriglia.

La briglia, di spessore 1 metro, ha larghezza di 66,00 m e altezza 5,65 m in corrispondenza della gaveta centrale e 11,65 in corrispondenza delle estremità. La fondazione della briglia è larga 3 metri e alta 1,5 metri.

La vasca centrale è composta da due muri laterali spessi 0,8 metri e una soletta di fondo spessa 0,5 metri. I muri laterali vanno da un'altezza di 7,30 metri sul lato della briglia ad un'altezza di 4 metri in corrispondenza della controbriglia.

La controbriglia, di spessore 1 m, ha larghezza di 46,00 m e altezza 1,50 m in corrispondenza della gaveta centrale e 4,00 in corrispondenza delle estremità.

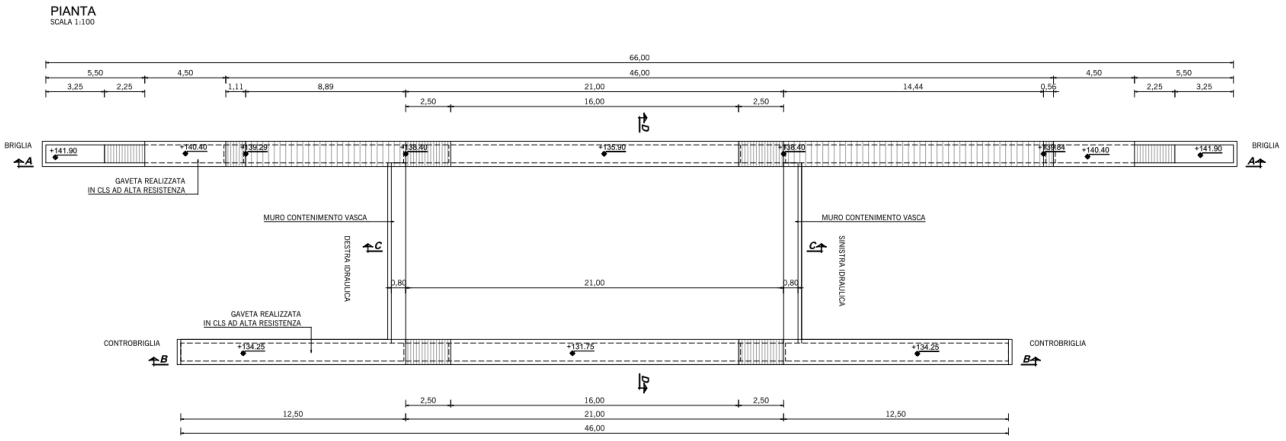


Figure 1 - Pianta

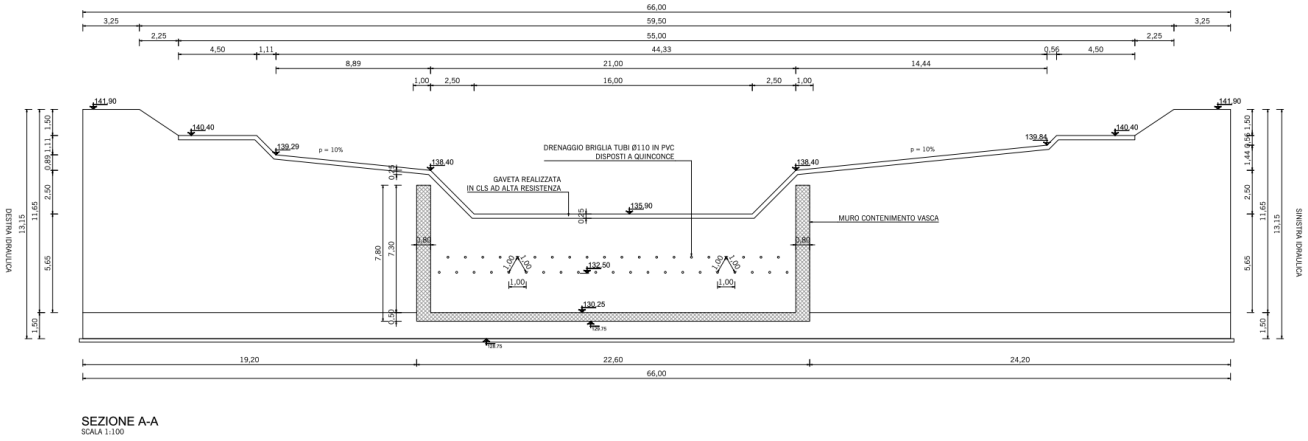


Figure 2 – Sezione trasversale

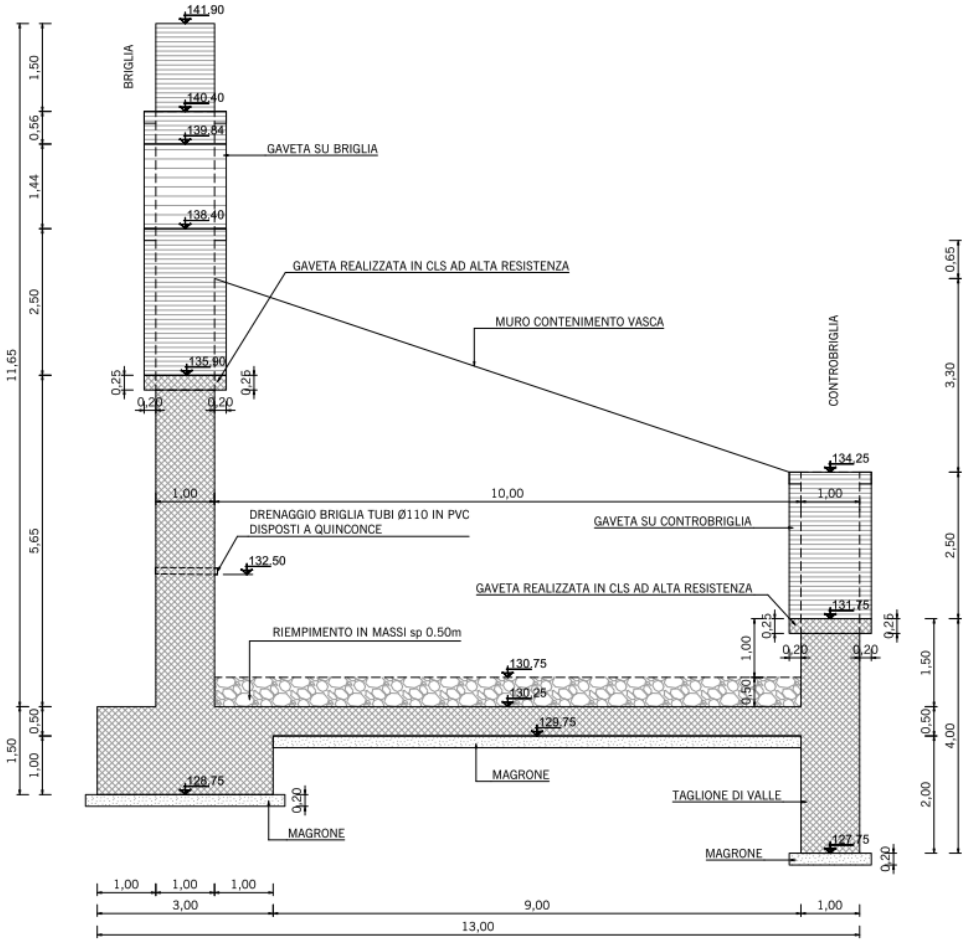


Figure 3 – Sezione longitudinale

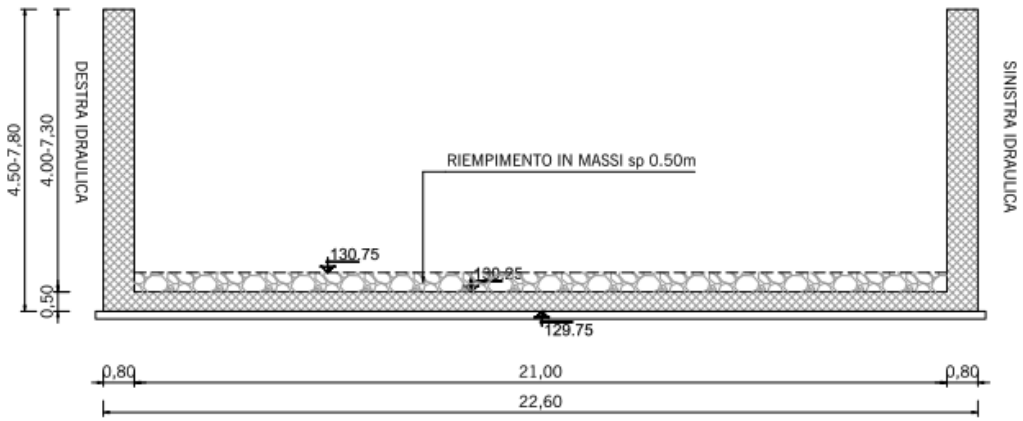


Figure 4 – Sezione trasversale vasca

5. Analisi dei carichi (§ 3 NTC)

Le azioni sulle costruzioni, essenzialmente definite nelle NTC 2018 §3, sono schematizzabili in quattro tipologie:

- azioni permanenti dovute ai pesi propri strutturali e non;
- azioni variabili;
- azioni eccezionali derivanti dall'evento di piena;
- azioni sismiche.

I carichi agenti sulla struttura, suddivisi nelle quattro tipologie sopra indicate, sono riportati nella seguente Tabella 5.1.

Tabella 5.1 – Azioni agenti sulla struttura

Azioni permanenti
Peso proprio delle strutture e carichi permanenti portati
Spinta a riposo delle terre
Azioni variabili
Spinta idrostatica dell'acqua e del terreno immerso in condizioni ordinarie
Azioni variabili da traffico agenti su rilevato arginale e pista ciclabile posta in sinistra idraulica
Carico da neve
Azioni eccezionali
Spinta idrostatica dell'acqua e del terreno immerso in condizioni di piena e rapido svaso
Peso dell'acqua sulla fondazione in condizioni di piena
Azioni sismiche
Sisma su strutture e incremento sismico su terreno e acqua libera

Sono state esaminate pertanto tre combinazioni di carico principali:

1-SLU secca	Combinazione che prevede le spinte del terreno in assenza d'acqua
2-SLU ord	Combinazione che prevede le spinte del terreno e dell'acqua con Tr = 20 anni
3-SLU piena	Combinazione che prevede le spinte del terreno e dell'acqua con Tr = 200 anni
4-SLU ecc	Combinazione che prevede le spinte del terreno e dell'acqua con un livello eccezionale corrispondente alla seconda gaveta
5-SLV X	Combinazione che prevede le spinte del terreno e dell'acqua con Tr = 20 anni in condizioni sismiche
6-SLV Y	Combinazione che prevede le spinte del terreno e dell'acqua con Tr = 20 anni in condizioni sismiche
7-SLE piena	Combinazione che prevede le spinte del terreno e dell'acqua con Tr = 200 anni in condizioni di esercizio

5.1 Peso proprio delle strutture

Il peso proprio delle strutture è un carico di tipo automatico nel software utilizzato. Le strutture sono costituite da calcestruzzo armato, per il quale si assume un peso specifico pari a 25 kN/m^3.

5.2 Spinta delle terre e spinta idrostatica dell'acqua in condizioni ordinarie

In favore di sicurezza, si assume che sui muri laterali dei manufatti che sostengono i rilevati arginali agisca la spinta del terreno calcolata in condizioni di riposo, trascurando inoltre il contributo della coesione. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità *z* e la spinta totale sulla parete di altezza *H* valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S_t = 1/2\ \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della sommità del muro, generata dal transito di un eventuale mezzo di manutenzione.

Si assume cautelativamente per il terreno costituente le arginature di progetto un peso specifico γ = 20 kN/m^3 ed un angolo di attrito ϕ = 29°.

Il coefficiente di spinta a riposo corrispondente è pari a K_0 = 0.50

Nel caso in cui a tergo della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua, che ad una generica profondità *z* vale:

$$p_w = \gamma_w z$$

mentre la spinta idrostatica e la spinta del terreno immerso, agenti per un'altezza pari al tirante d'acqua *h*, valgono:

$$S_w = 1/2\ \gamma_w h^2$$

$$S_{t\ imm.} = 1/2\ (\gamma_{sat} - \gamma_w)\ h^2 K_0$$

Si considera un peso specifico dell'acqua pari a 10 kN/m^3, un peso specifico del terreno saturo pari a 20 kN/m^3 e un peso specifico del terreno immerso pari a: (γ_{sat} - γ_w) = 10 kN/m^3.

5.3 Sovraccarico distribuito su terrapieno (Q_{V1})

Si applica un carico distribuito di 20 KN/m^2 agente sulla sommità delle arginature, dovuto al transito di un mezzo di manutenzione, in grado di produrre pressioni verticali e spinte orizzontali sui paramenti. La spinta orizzontale sulla struttura generata dalla presenza del sovraccarico viene calcolata assumendo una distribuzione di pressione uniforme su tutta l'altezza del piedritto, moltiplicata per il coefficiente di spinta a riposo K_0 del terreno.

5.4 Carico da neve (Q_N)

Zona II – Modena

a_s ≤ 200 m

Q_n $= \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.80 \cdot 1.50 \cdot 1 \cdot 1 = 1.20$ kN/m^2

Copertura ad 1 falda

μ_1 = 0.80 Coefficiente di forma per $0° \leq \alpha \leq 30°$

q_{sk} = 1.50 kN/m^2 Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per T_r = 50 anni

C_E = 1 Coefficiente di esposizione

C_t = 1 Coefficiente di topografia

Tale azione, essendo di entità inferiore agli altri carichi variabili e non essendo concomitante con le azioni eccezionali e sismiche, non risulta dimensionante e non viene pertanto considerata nel modello di calcolo.

5.5 Spinta dell'acqua in condizioni di cassa piena

La spinta dell'acqua nella condizione di cassa piena viene applicata a tergo dei muri di contenimento laterali, considerando cautelativamente saturo il terreno sostenuto dal manufatto fino alla quota di sommità arginale della cassa di espansione e nell'ipotesi di livello nullo all'interno del manufatto. La spinta del terreno immerso, analogamente a quanto descritto per la spinta della terra in condizioni ordinarie, è determinata trascurando il contributo della coesione, con un coefficiente di spinta a riposo K_0=0.50

5.6 Peso dell'acqua sulla fondazione in condizioni di cassa piena

Si considera, in condizioni di piena, un livello idrometrico all'interno di ciascun manufatto pari alla quota della sommità arginale, ottenendo un carico di pressione uniformemente ripartito applicato all'asse baricentrico della platea di fondazione.

5.7 Azione sismica

La condizione di carico testata prevede la presenza di azione sismica con tempo di ritorno di 475 anni, e accelerazione relativa allo SLV.

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m * a_{max}/g \qquad k_v = \pm 0.5\, k_h$$

dove:

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

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

g = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S * a_g = S_S * S_T * a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

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

A seguito delle assunzioni effettuate riguardo la vita nominale delle opere, la classe d'uso, il coefficiente d'uso, la categoria di sottosuolo e la categoria topografica si ottengono, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018, in funzione della latitudine e della longitudine del sito in esame, i valori dei coefficienti sismici riportati nella tabella seguente:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.185 g
F_o	2.404
T_C^*	0.296 s
S_S	1.433
C_C	1.569
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.433
η	1.000
T_B	0.155 s
T_C	0.464 s
T_D	2.341 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C/3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

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

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

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

$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.265
T_B ←	0.155	0.638
T_C ←	0.464	0.638
	0.554	0.535
	0.643	0.460
	0.732	0.404
	0.822	0.360
	0.911	0.325
	1.000	0.296
	1.090	0.272
	1.179	0.251
	1.268	0.233
	1.358	0.218
	1.447	0.205
	1.536	0.193
	1.626	0.182
	1.715	0.173
	1.804	0.164
	1.894	0.156
	1.983	0.149
	2.072	0.143
	2.162	0.137
	2.251	0.132
T_D ←	2.341	0.127
	2.420	0.118
	2.499	0.111
	2.578	0.104
	2.657	0.098
	2.736	0.093
	2.815	0.087
	2.894	0.083
	2.973	0.078
	3.052	0.074
	3.131	0.071
	3.210	0.067
	3.289	0.064
	3.368	0.061
	3.447	0.058
	3.526	0.056
	3.605	0.053
	3.684	0.051
	3.763	0.049
	3.842	0.047
	3.921	0.045
	4.000	0.043

In base a tutto quanto esposto si utilizzano i seguenti dati per l'analisi sismica:

- $a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.433 \cdot 1.0 \cdot 0.185g = 0.27g$

- $\beta_m = 1.0$
- $k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 1.0 \cdot 0.27g / g = 0.27$
- $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.17$

Per quanto riguarda le spinte delle terre in condizioni sismiche, considerando il manufatto come una struttura rigida priva di spostamenti e con paramenti poco deformabili, esse potranno essere determinate secondo la teoria di Wood, in base alla quale la risultante dell'incremento di spinta sismico su una parete di altezza *H* viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g)\ \gamma\ H^2$$

La risultante deve essere applicata ad un'altezza pari ad H/2 e considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera. Nel modello di calcolo viene applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto:

$$\Delta p_E = (a_{max}/g)\ \gamma\ H$$

Per quanto riguarda le azioni inerziali dell'acqua agenti sulla parete trasversale, da aggiungere a quelle di inerzia della massa muraria, possono essere assimilate ad una distribuzione di pressione sul paramento del muro che, nel caso di muro sufficientemente rigido, vale:

$$p = a\ \rho\ c\ y_0$$

dove:

a = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

ρ = massa per unità di volume dell'acqua;

y_0 = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento;

$$c = \frac{c_m}{2}\left[\frac{y}{y_0}\left(2-\frac{y}{y_0}\right)+\sqrt{\frac{y}{y_0}\left(2-\frac{y}{y_0}\right)}\right]$$

y = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p;

$c_m = -0.0073\alpha+0.7412$ in cui α è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali. Per $\alpha \geq 60°$ si assumerà $c_m = 0.3$.

Non si considera l'azione inerziale dell'acqua di falda a tergo delle strutture murarie laterali (muri di sostegno dei rilevati arginali), in quanto il terreno costituente le arginature in progetto è a bassa permeabilità e l'incremento dinamico dell'acqua dovuto all'effetto del sisma può essere trascurato.

Il rispetto degli stati limite, con riferimento alle prestazioni che l'opera deve espletare nella sua vita utile, si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno (SLD);
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

6. Combinazione delle azioni (§ 2.5.3 NTC)

Ai fini delle verifiche con il metodo degli "stati limite" si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + ..$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + ..$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + ..$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + ..$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + ..$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d:

$$A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + ..$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2. Si riportano nella Tabella 6.1 - i valori dei coefficienti di combinazione Ψ_{kj}:

Tabella 6.1 - Valori dei coefficienti di combinazione

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

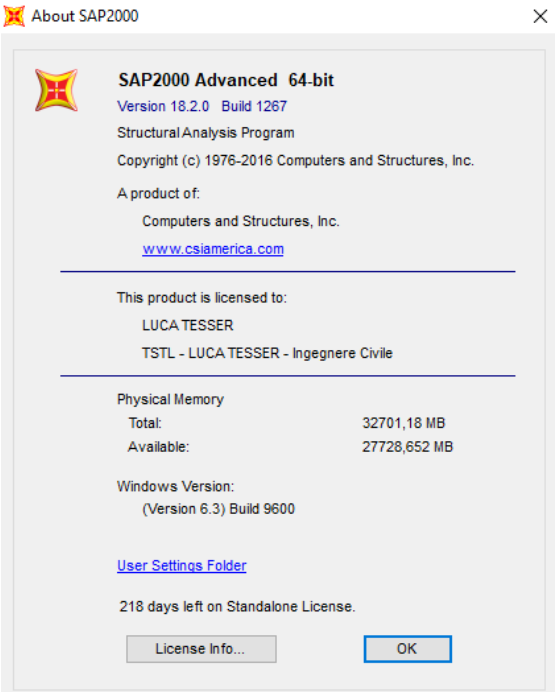
7. Modello di calcolo, Analisi e verifiche

7.1 Modello di calcolo

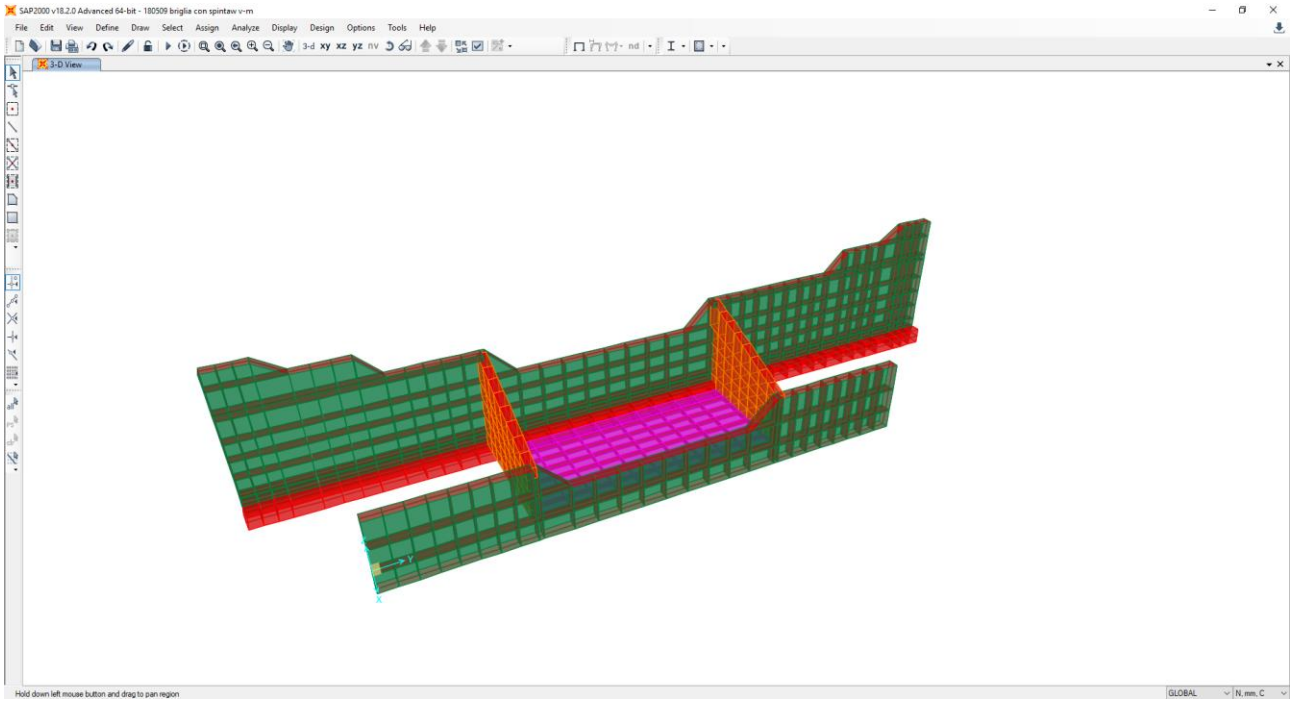
L'opera d'arte in oggetto composta dei seguenti tre elementi strutturalmente connessi:

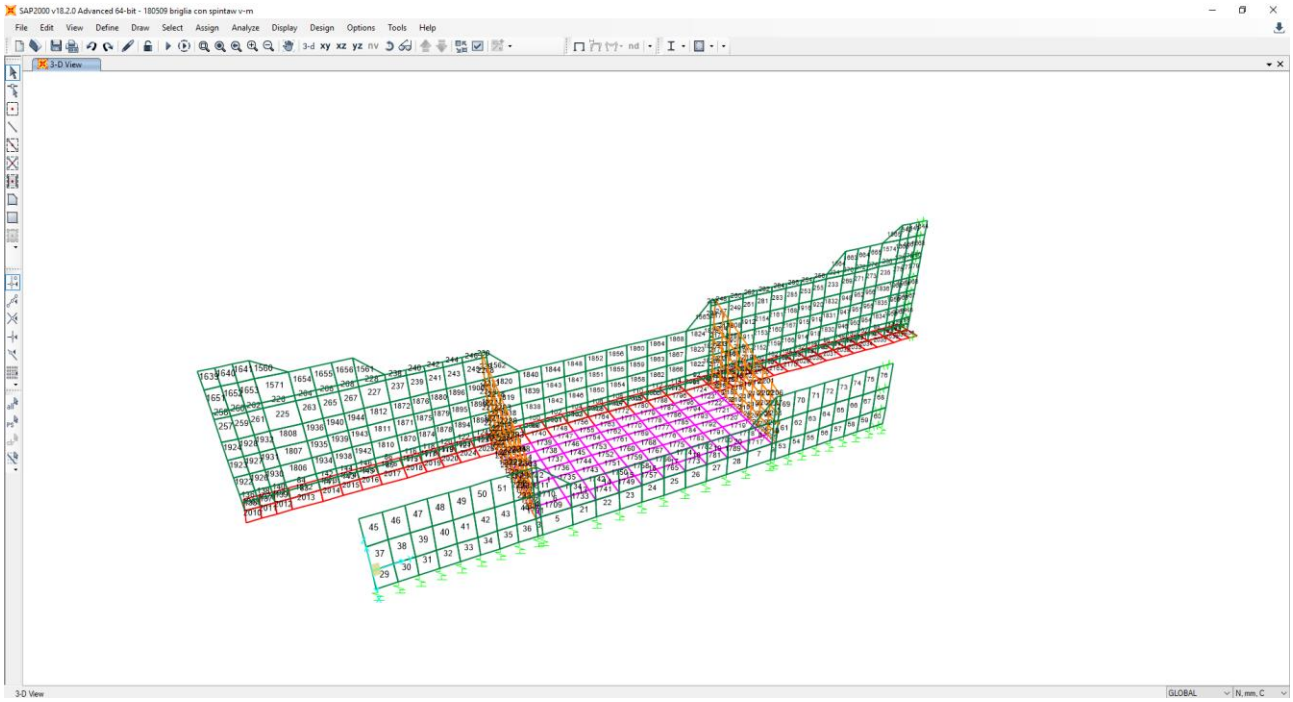
- Briglia
- Vasca di dissipazione
- Controbriglia

è stata studiata implementando un modello di calcolo tridimensionale ad elementi finiti tipo Shell con il programma di calcolo SAP2000 di cui si allega licenza



Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo implementato costruito con 692 elementi Pionts e 615 elementi Areas (shell).


SAP2000 v18.2.0 Advanced 64-bit - 180509 briglia con spintaw v-m
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Tools Help
3-D View
Hold down left mouse button and drag to pan region
GLOBAL
N, mm, C


SAP2000 v18.2.0 Advanced 64-bit - 180509 briglia con spintaw v-m
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Tools Help
3-D View
GLOBAL
N, mm, C

7.2 Controllo delle reazioni vincolari

Si presenta di seguito il controllo delle reazioni vincolari dove nell'ultima colonna è presente il rapporto tra il calcolo dei casi di carico calcolati dal software e gli stessi casi di carico calcolati a mano.

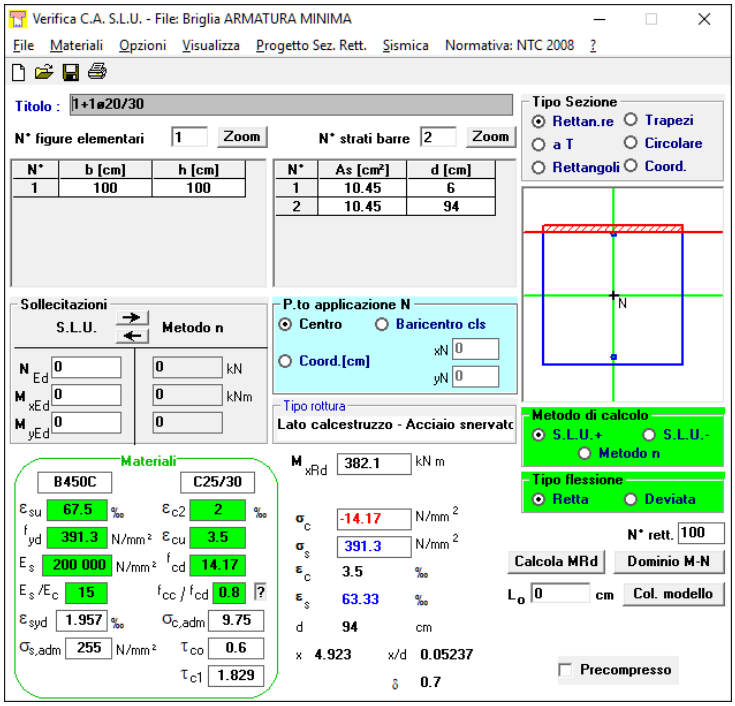
TABLE: Base Reactions						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	Formule di calcolo a mano	Reazioni calcolate a mano	sap2000/calcolo a mano
Text	KN	KN	KN			
DEAD	0	0	34171	598*1*25+298*1*25+22.98*10*25+2.5*66*25	32270	1.06
St sat briglia m-v -secca	-28861	0	0	1/2*20*598*9.4*0.5	28106	1.03
Sw-piena-briglia	-26009	0	0	66*0.5*10*8.9^2-16*0.5*10*2.5^2	25639	1.01
Sw-ecc-briglia	-37286	0	0	66*0.5*10*10.9^2-20*0.5*10*4.5^2	37182	1.00
Sw-ord-briglia	-23511	0	0	66*0.5*10*8.4^2-16*0.5*10*2^2	22965	1.02
Q-ciclabile	-491	0	0	20*0.5*4.5*10.9	491	1.00
Sisma cls X	-9483	0	0	0.185*1.5*G4	8955	1.06
Sisma cls Y	0	-9483	0	0.185*1.5*G4	8955	1.06
St sat controbriglia m-v	-5282	0	0	1/2*24*20*0.5*6.5^2	5070	1.04
St sat muri laterali dx	0	-2774	0	1/2*11*20*0.5*7^2	2695	1.03
St sat muri laterali sx	0	2689	0	1/2*11*20*0.5*7^2	2695	1.00
SISMA TERRA X	-40794	0	0	0.185*1.5*20*(598*9.4+46*5.5*5.5)	38920	1.05
SISMA TERRA Y	0	-3742	0	0.185*1.5*20*(11*7*7)+0.185*1.5*7*(2*7*7)+5*10*7	3532	1.06
Peso acqua vasca piena	0	0	13189	10*5.5*11*21	12705	1.04
Peso acqua vasca ord	0	0	10791	10*4.5*11*21	10395	1.04
Peso acqua vasca ecc	0	0	15587	10*6.5*11*21	15015	1.04
G eff riempimento	0	0	1079	9*0.5*231	1040	1.04
G sat riempimento	0	0	2158	18*0.5*231	2079	1.04
St sat briglia m-v-ord	-1205	0	0	2*0.5*4*22.5*4*10/3	1200	1.00
St sat briglia m-v-piena	-779	0	0	2*0.5*3.5*15*4*10/3	700	1.11
St sat briglia m-v-ecc	-90	0	0	2*4*0.5*20*1.5^2*0.5	90	1.00
St eff briglia m-v-ord	-10675	0	0	21*(0.5*0.5*10*6.4^2)+45*(0.5*0.5*10*8.4^2)	10088	1.06
St eff briglia m-v-ecc	-14385	0	0	21*(0.5*0.5*10*6.4^2)+45*(0.5*0.5*10*10^2)	13400	1.07
St eff briglia m-v-piena	-13005	0	0	21*(0.5*0.5*10*6.4^2)+45*(0.5*0.5*10*8.9^2)	11062	1.18
Sovr sat m-v-piena	-6408	0	0	2*(20*3*12*8.4*0.5)	6048	1.06
Sovr sat m-v-ord	-7625	0	0	2*(20*3.5*12*8.4*0.5+10*0.5*20*0.5)	7156	1.07
Sovr sat m-v-ecc	-1799	0	0	2*(20*1.5*5.5*10.9*0.5)	1799	1.00
Sw-piena-briglia-gaveta v-m	3536	0	0	0.5*10*5.75^2*21	3472	1.02
Sw-ecc-briglia-gaveta v-m	4786	0	0	0.5*10*6.75^2*21	4784	1.00
Sw-ord-briglia-gaveta v-m	2377	0	0	0.5*10*4.75^2*21	2369	1.00

7.3 Armature minime

Le NTC 2018 al par. 7.4.6.2.4 indicano come armatura minima per le pareti un quantitativo di acciaio pari allo 0,002 % della sezione di calcestruzzo.

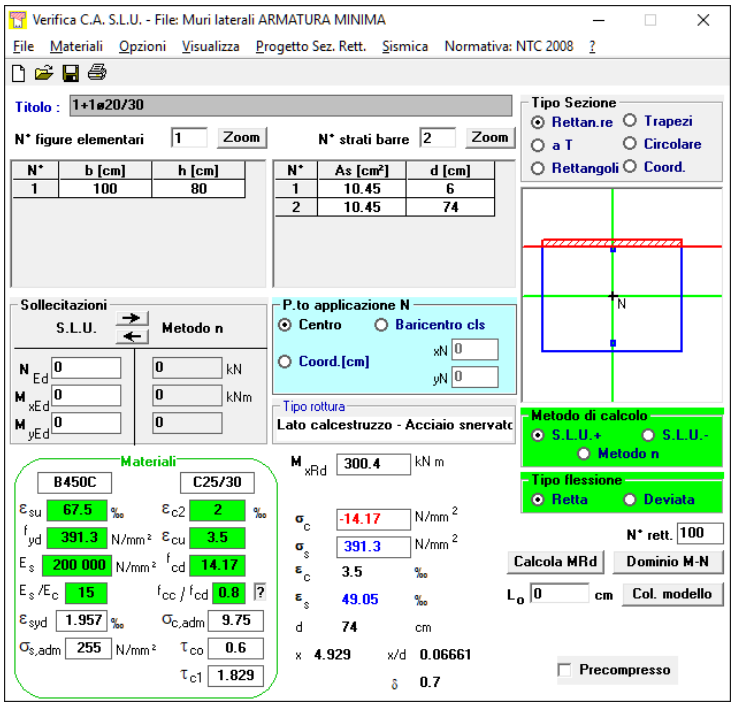
Per briglia e controbriglia, che hanno spessore di sezione pari ad 1 metro, si dispongono 1+1ø20/30 cm per un totale di 10,45+10,45 = 20,90 cm²/m²

Il momento resistente minimo è pari a 382.2 kNm, segue il calcolo:



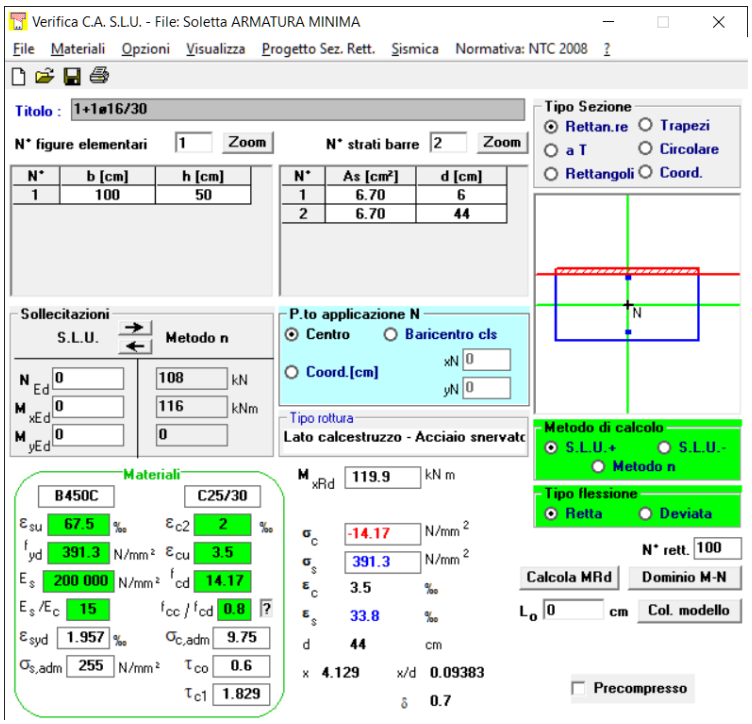
Per i muri laterali, che hanno spessore di sezione pari ad 0.8 metri, si dispongono 1+1ø20/30 cm per un totale di 10,45+10,45 = 20,90 cm²/m²

Il momento resistente minimo è pari a 109.4 kNm, segue il calcolo:



Per la soletta di base, che ha spessore di sezione pari ad 0.5 metri, si dispongono 1+1ø16/30 cm per un totale di 6,7+6,7 = 13,4 cm²/m²

Il momento resistente minimo è pari a 119.9 kNm, segue il calcolo:



7.4 Parametri di Sollecitazione

Si presentano di seguito le sollecitazioni di inviluppo per il Momento flettente:

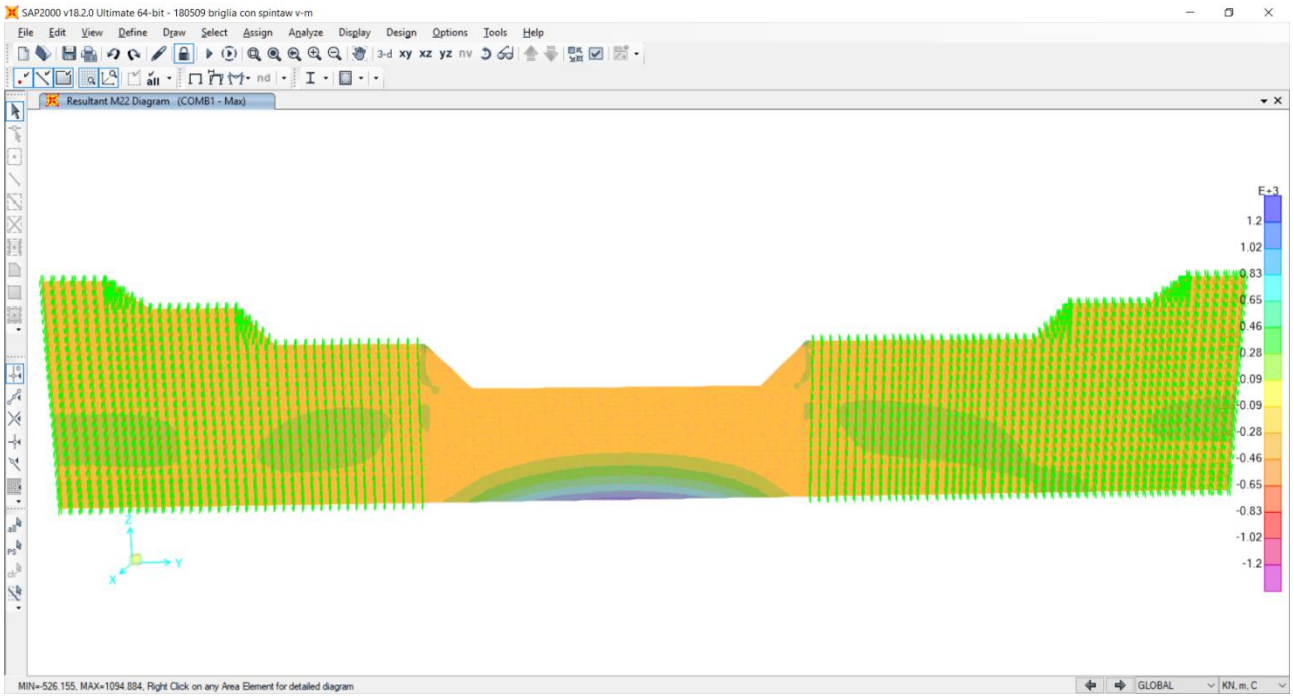


Figura 1 -Briglia M22 (armature verticali)

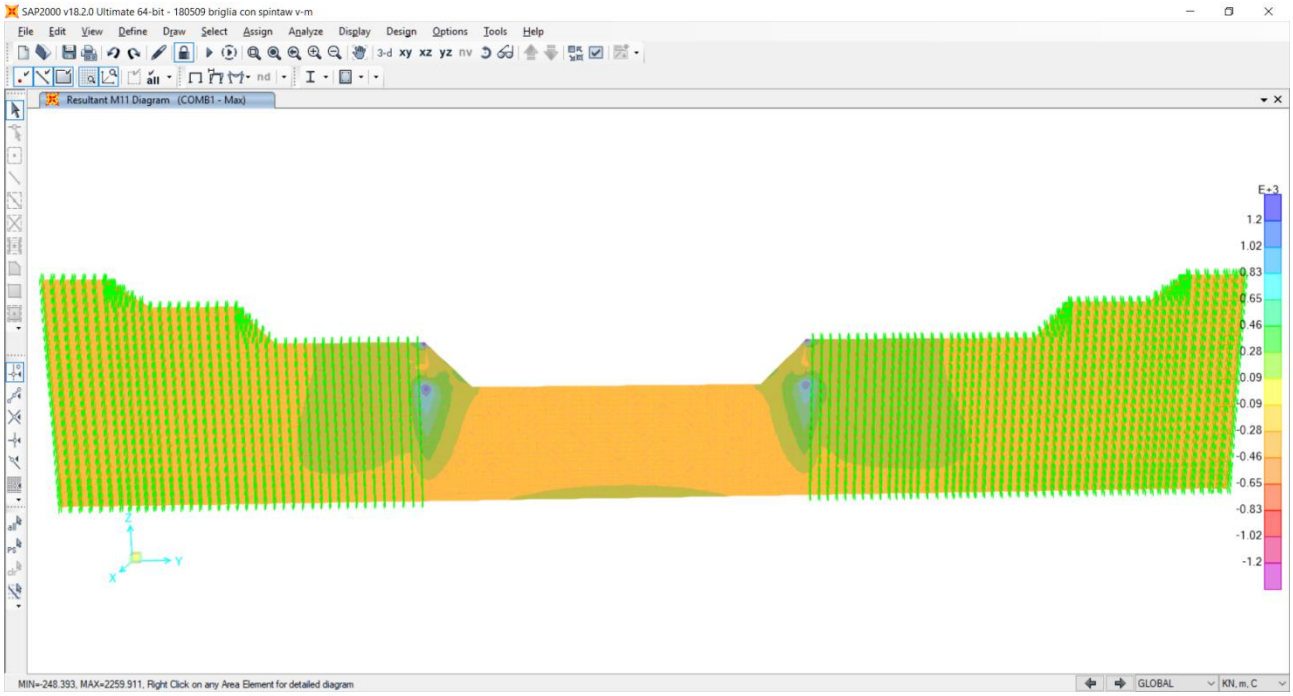


Figura 2 -Briglia M11 (armature orizzontali)

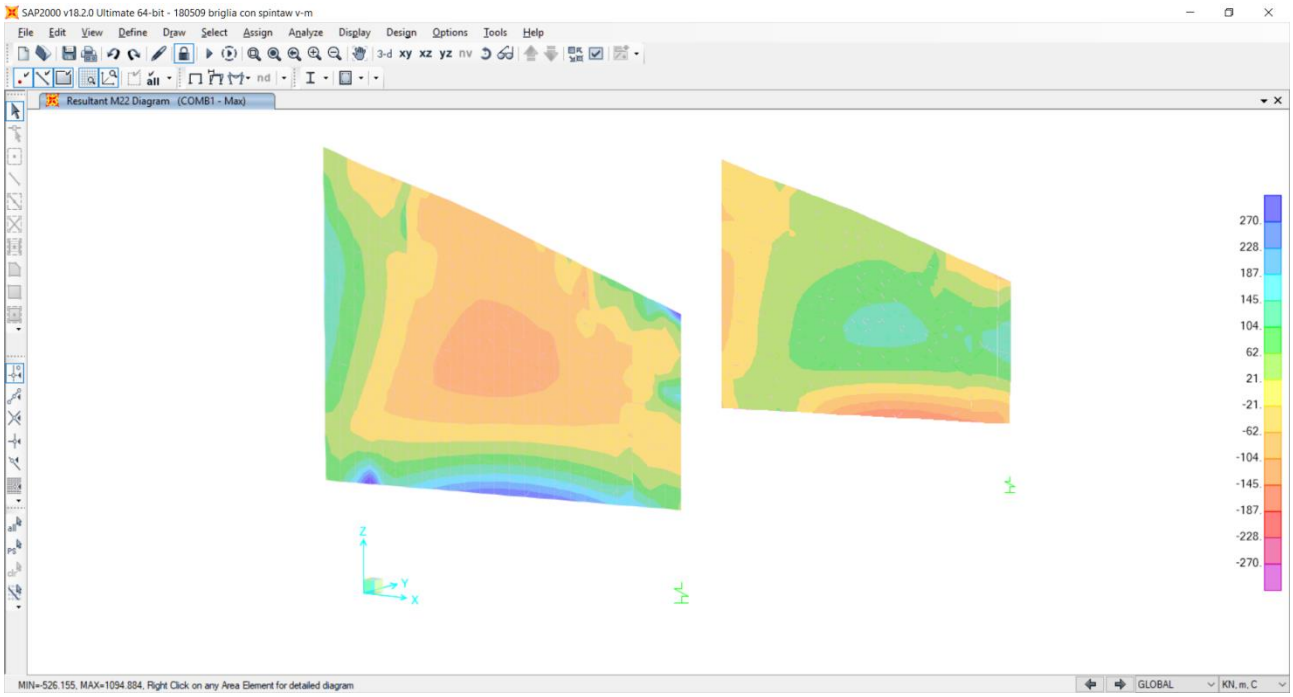


Figura 3 –Muri Laterali M22 (armature verticali)

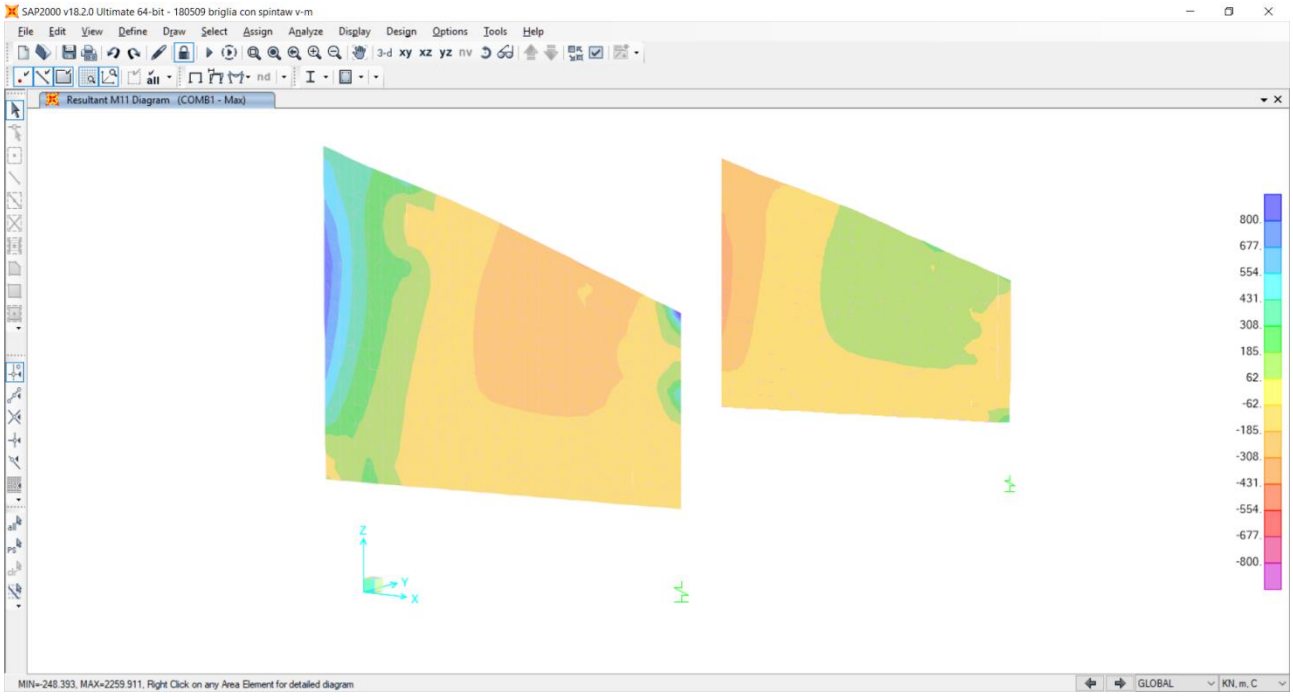


Figura 4 –Muri Laterali M11 (armature orizzontali)

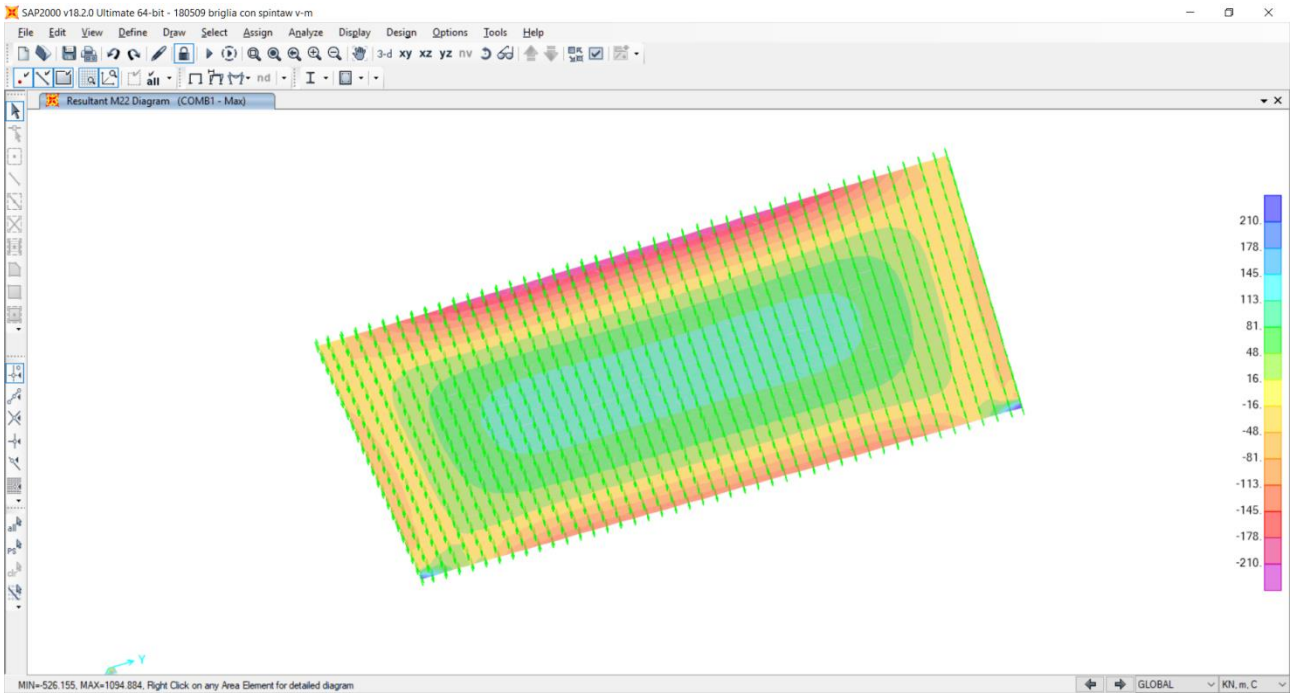


Figura 5 –Soletta vasca M22 (armature verticali)

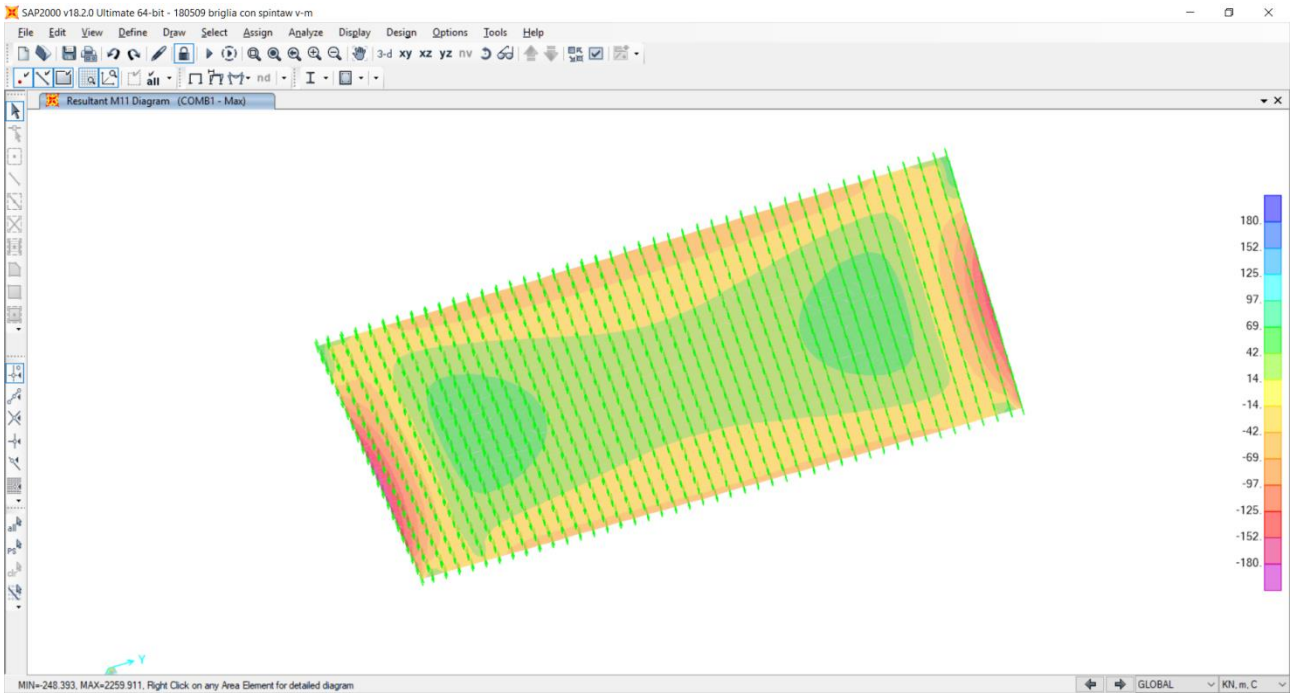
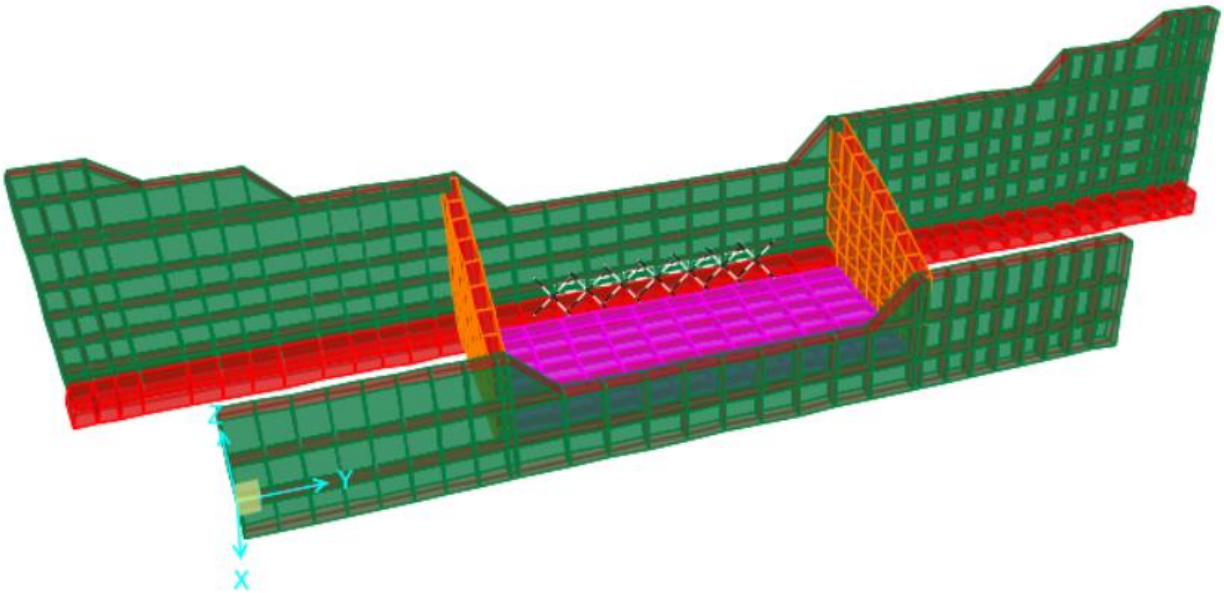


Figura 6 –Soletta vasca M11 (armature orizzontali)

7.5 Verifiche

7.5.1 Briglia gaveta centrale base - armature verticali



Sollecitazioni per metro lineare e scelta dei parametri di sollecitazioni più gravosi per le verifiche svolte:

TABLE: Section Cut Forces - Design								
SectionCut	**OutputCase**	**CaseType**	**FZ**	**FX**	**FY**	**MZ**	**MX**	**MY**
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1-briglia 1gaveta base - arm vert	1-SLU secca	Combination	291	-193	2	1	5	-263
1-briglia 1gaveta base - arm vert	2-SLU ord	Combination	241	-347	0	2	5	-435
1-briglia 1gaveta base - arm vert	3-SLU piena	Combination	231	-395	0	3	5	-495
1-briglia 1gaveta base - arm vert	4-SLU ecc	Combination	234	-214	-2	0	5	-316
1-briglia 1gaveta base - arm vert	5-SLV X	Combination	172	-459	2	10	4	-605
1-briglia 1gaveta base - arm vert	6-SLV Y	Combination	201	-304	3	26	5	-392
1-briglia 1gaveta base - arm vert	7-SLE piena	Combination	189	-398	1	2	4	-446

7.5.1.A Verifica a pressoflessione

N_{Ed} = -172 kN/m

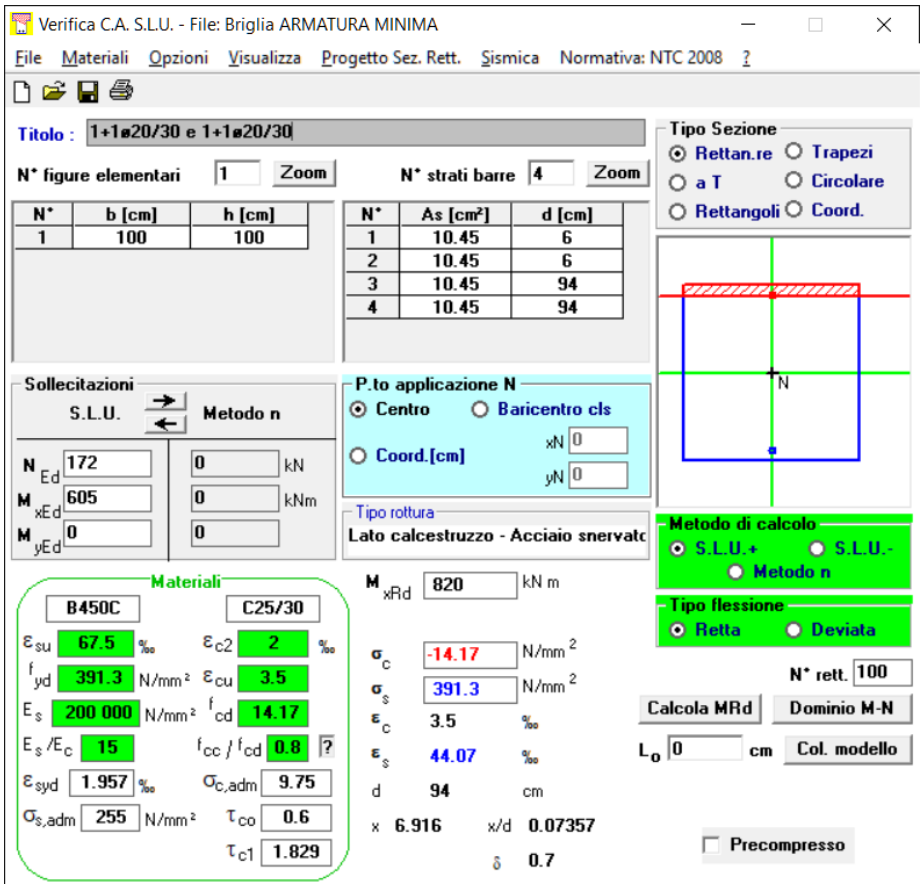
M_{Ed} = 605 kNm/m

∅20/30cm +∅20/30cm armatura tesa

∅20/30cm +∅20/30cm armatura compressa

M_{Rd} = 820 kNm/m > M_{Ed} VERIFICATO

Segue dettaglio calcolo momento resistente:



7.5.1.B Verifica a Taglio

$V_{Ed} =$ 459 kN/m

Si utilizzano 9 legature ø14 al m²

$V_{Rd} =$ 459 kN/m

Verifica a Taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a Taglio

Ved	289.00	kN		Taglio (valore di calcolo)
Ned	0.00	kN		Compressione (valore di calcolo)
fck	25.00	N/mmq		Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
fyk	450.00	N/mmq		tensione caratteristica di snervamentgo dell'acciaio
gammas	1.15			Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio
fyd	391.30	N/mmq		Resistenza di calcolo dell'acciaio
Rck	30.00	N/mmq		Resistenza cubica caratteristica a compressione
alfacc	0.85			Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata
gammac	1.50			Coeff. parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
fcd	14.17	N/mmq		Resistenza di calcolo a compressione
h	1000.00	mm		altezza della trave
bw	1000.00	mm		larghezza minima della sezione
d	940.00	mm		altezza utile della sezione: 0.8h se si tratta di una parete
Asl	2090.00	mmq		Armatura longitudinale tesa
Ac	1000000.00	mmq		Ac = bw * h
k	1.46		≤ 2	k = 1 + (200/d)^1/2
vmin	0.31			vmin = 0,035 (k^3/2) (fck^1/2)

Scp	0.00	N/mmq	≤ 0,2 * fcd	Scp = Ned / Ac (tens media compress. nella sez)
ro1	0.002		≤ 0,02	ro1 = Asl / (bw *d)
Vmin	290.58	kN		Vmin = (vmin + 0.15 scp) bw d
Vrd	291.98	kN	> Vmin	Vrd = (0,18 k ((100 ro1 fck)^1/3) gammac + 0,15 Scp) bw d
Vrd	**292**	**kN**		Se Vrd < Vmin, la cella prende Vmin (quando riga preced. compare falso)
Vrd > Ved	**VERO**			VERIFICA: se FALSO serve armatura a taglio

Elementi con armature trasversali resistenti a Taglio

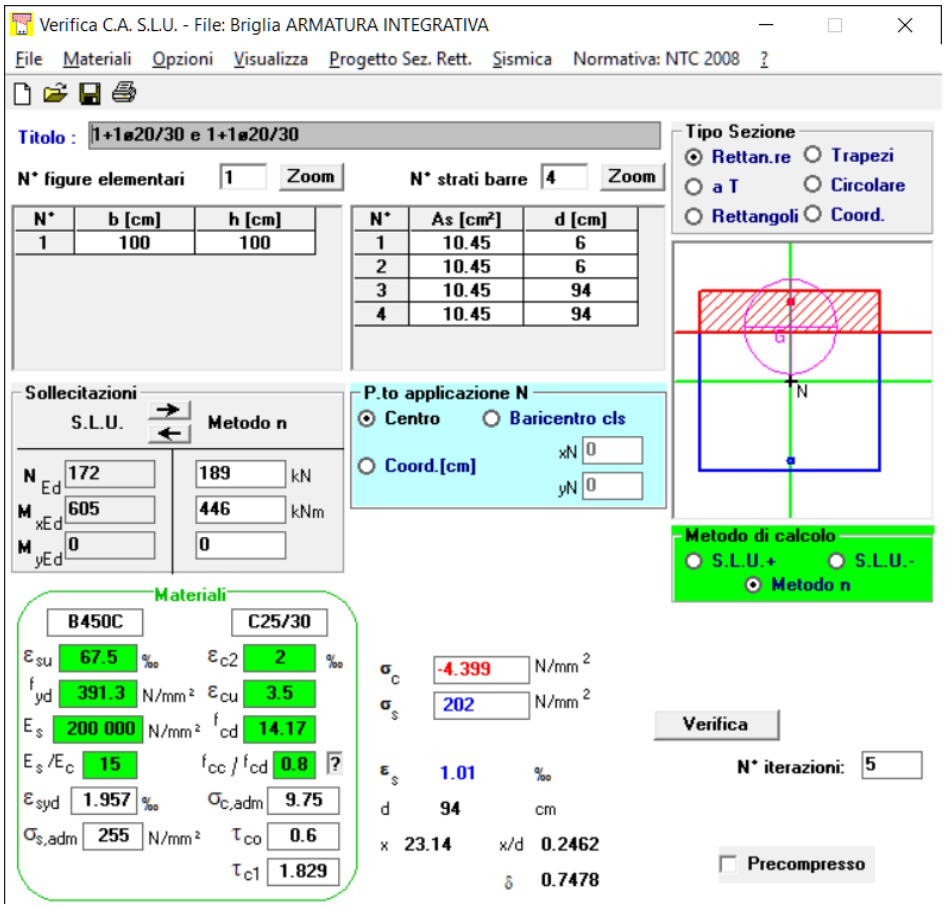
Ved	289.00	kN	
x(gradi)	45.00	gradi	Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo (può oscillare tra 45 e 22 gradi)
x(rad)	0.79	Rad	
cot(x)	1.00		1 ≤ cot(x) ≤ 2,5
d	940.00	mm	Altezza utile sezione
bw	1000.00	mm	larghezza minima della sezione
fcd	14.17	N/mmq	Resistenza di calcolo a compressione
Scp	0.00	N/mmq	Scp = Ned / Ac (tens media compress. nella sez)
Asw	1385.44	mmq	Area dell'armatura trasversale
s	1000.00	mm	Interasse tra due armature trasversali consecutive (passo armatura)
alfa(grad)	90.00	gradi	Ang. Inclinaz. Arm. Trsvers. Rispetto asse della trave (gradi)
alfa(rad)	1.57	Rad	Ang. Inclinaz. Arm. Trsvers. Rispetto asse della trave (rad)
f'cd	7.08	N/mmq	f'cd = 0,5 fcd (resistenza a compressione ridotta del cls d'anima)
alfac	1.00		alfac
			1.00
			1.00
			1.25
			2.50
fyd	391.30	N/mmq	Resistenza di calcolo dell'acciaio
Vrsd	458.64	kN	Vrsd = 0,9 d Asw /s fyd ((cot(alfa) + cot(x)) sin(alfa)
Vrcd	2996.25	kN	
Vrd	**459**	**kN**	Vrd = Min (Vrsd;Vrcd)
	VERO		VERIFICA: se falso bisogna incrementare armatura a taglio

7.5.1.C Verifica a Fessurazione

Combinazione 7 SLE

w_d = 0.20 mm < w_{lim} = 0.3 mm VERIFICATO

Calcolo delle tensioni necessarie per la verifica di fessurazione:



Verifica della fessurazione:

DATI DI INGRESSO				
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	30	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_d	1.5		
Modulo di elasticità acciaio	Ea	210000	N/mm^2	
Tensione dell'acciaio	σ_s	202	N/mm^2	
Altezza sezione	h	100	cm	
Larghezza della sezione	b	100	cm	
Copriferro	C	5	cm	
Diametro barre 1	ϕ_1	20	mm	
Diametro barre 2	ϕ_2	20	mm	
n° delle barre 1	n_1	3.33		
n° delle barre 2	n_2	3.33		
Durata del carico	Breve durata			
Tipologia barre	Barre aderenza migliorata			
Tipologia sollecitazione	Flessione semplice			
Valore limite di apertura delle fessure	ω_{lim}	0.3	mm	
ELABORAZIONE				

Calcestruzzo				
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83R_{ck} =$	24.9	N/mm^2	
Resistenza caratteristica cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9	N/mm^2	
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	2.56	N/mm^2	
Resistenza media di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.71	N/mm^2	
Modulo elastico	$E_{cm} = 22.000[f_{cm}/10]^{0,3}$	31447	N/mm^2	
Acciaio per cemento armato	B450C			
Tensione nominale di snervamento	$f_{y\ nom}$	450	N/mm^2	
Tensione nominale di rottura	$f_{t\ nom}$	540	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15		
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	N/mm^2	
Tensione di calcolo acciaio	$\sigma_s = 0,80\ f_{yk} =$	360.00	N/mm^2	
Distanza d		95	cm	
Rapporto	Ea / E_{cm}	6.68		
Diametro equivalente	ϕ_{eq}	20	mm	
Area barre 1	$n*A_{s1}$	1046.15	mm^2	
Area barre 2	$n*A_{s2}$	1046.15	mm^2	
Area dell'acciaio a trazione	A_s	2092.30	mm^2	
Altezza della sezione	h	100	cm	
Baricentro della sezione	d	95	cm	
Distanza asse neutro	x	40	cm	
Altezza di contenimento ferri	h_c	12.5	cm	
Area efficace di calcestruzzo teso	$A_{c,eff}$	1250	cm^2	
Percentuale di armatura in zona tesa	ρ_{eff}	0.0167384		
Coefficiente	k_t	0.6		
Dilatazione media tra due fessure	ε_{sm}	0.0004764	%	
Dilatazione media limite tra due fessure	$\varepsilon_{sm,lim}$	0.0005771	%	
Calcolo del coefficiente $\Delta_{s,max}$				
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm	
Coefficiente	k_1	0.8		
Coefficiente	k_2	0.5		
Coefficiente	k_3	3.4		
Coefficiente	k_4	0.425		
Distanza massima tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	339.12568	mm	
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.195724	mm	Verificato

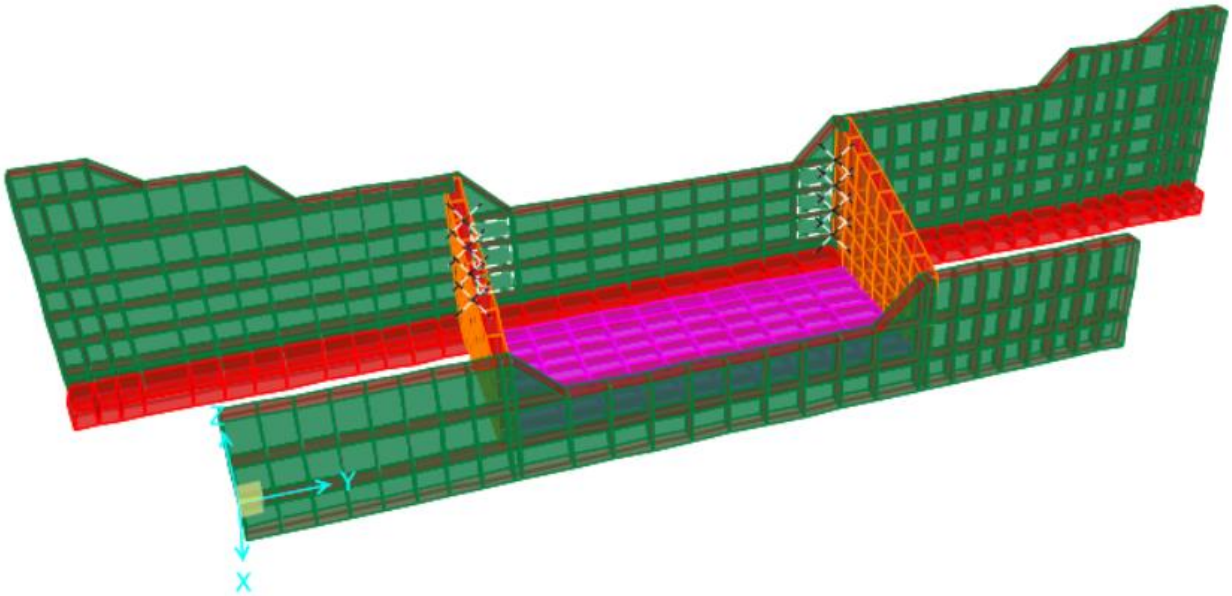
7.5.1.D Verifica delle tensioni

Combinazione: 7 SLE

La tensione massima nel calcestruzzo è pari a 4.40 < 0.60 fck = 15.00 MPa

La tensione massima nell'acciaio è pari a 202< 0.80 fyk = 312.8 MPa

7.5.2 Briglia gaveta centrale - armature orizzontali



Sollecitazioni per metro lineare e scelta dei parametri di sollecitazioni più gravosi per le verifiche svolte:

TABLE: Section Cut Forces - Design								
SectionCut	**OutputCase**	**CaseType**	**FZ**	**FX**	**FY**	**MZ**	**MX**	**MY**
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4-briglia 1gaveta vert. - arm orizz	1-SLU secca	Combination	-138	-225	-211	158	-336	-74
4-briglia 1gaveta vert. - arm orizz	2-SLU ord	Combination	-91	-100	-53	431	-231	-390
4-briglia 1gaveta vert. - arm orizz	3-SLU piena	Combination	-83	-239	-11	508	-202	-478
4-briglia 1gaveta vert. - arm orizz	4-SLU ecc	Combination	-65	-157	-74	340	-237	-270
4-briglia 1gaveta vert. - arm orizz	5-SLV X	Combination	-81	-289	19	522	-297	-645
4-briglia 1gaveta vert. - arm orizz	6-SLV Y	Combination	-103	-224	429	469	-36	-392
4-briglia 1gaveta vert. - arm orizz	7-SLE piena	Combination	-91	-214	-21	419	-182	-413
5-briglia 1gaveta vert - arm orizz	1-SLU secca	Combination	-135	-225	207	-153	334	-72
5-briglia 1gaveta vert - arm orizz	2-SLU ord	Combination	-85	-100	58	-422	239	-387
5-briglia 1gaveta vert - arm orizz	3-SLU piena	Combination	-77	-239	16	-494	211	-478
5-briglia 1gaveta vert - arm orizz	4-SLU ecc	Combination	-57	-157	82	-340	250	-265
5-briglia 1gaveta vert - arm orizz	5-SLV X	Combination	-80	-289	-62	-466	328	-635
5-briglia 1gaveta vert - arm orizz	6-SLV Y	Combination	-101	-224	-572	-316	146	-358
5-briglia 1gaveta vert - arm orizz	7-SLE piena	Combination	-87	-214	22	-407	185	-413

7.5.2.A Verifica a pressoflessione

N_{Ed} = 0 KN/m

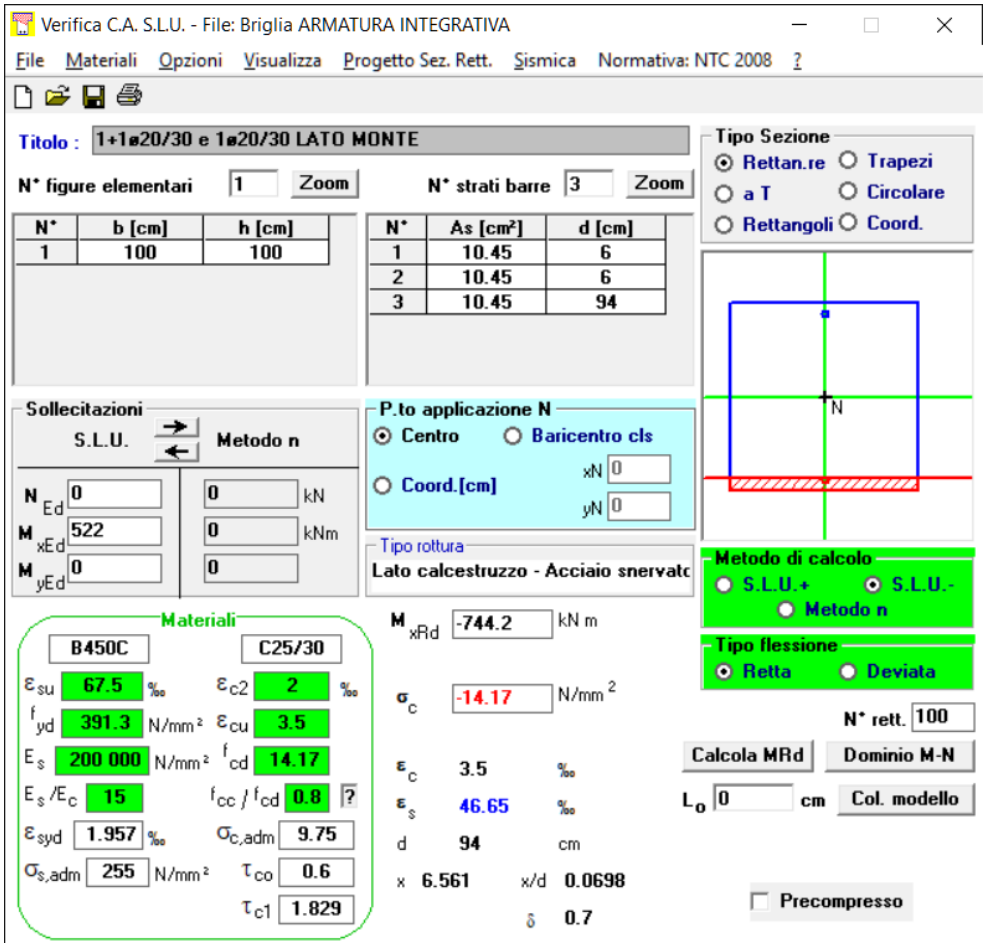
M_{Ed} = 522 kNm/m

∅20/30cm +∅20/30cm armatura tesa

∅20/30cm armatura compressa

M_{Rd} = 744 kNm/m > M_{Ed} VERIFICATO

Segue dettaglio calcolo momento resistente:



7.5.2.B Verifica a Taglio

V_{Ed} = 289 kN/m

Si utilizzano 9 legature ø8 al m²

V_{Rd} = 292 kN/m

Verifica a Taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a Taglio

Ved	289.00	kN	Taglio (valore di calcolo)
Ned	0.00	kN	Compressione (valore di calcolo)
fck	25.00	N/mmq	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
fyk	450.00	N/mmq	tensione caratteristica di snervamentgo dell'acciaio
gammas	1.15		Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio
fyd	391.30	N/mmq	Resistenza di calcolo dell'acciaio
Rck	30.00	N/mmq	Resistenza cubica caratteristica a compressione
alfacc	0.85		Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata
gammac	1.50		Coeff. parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

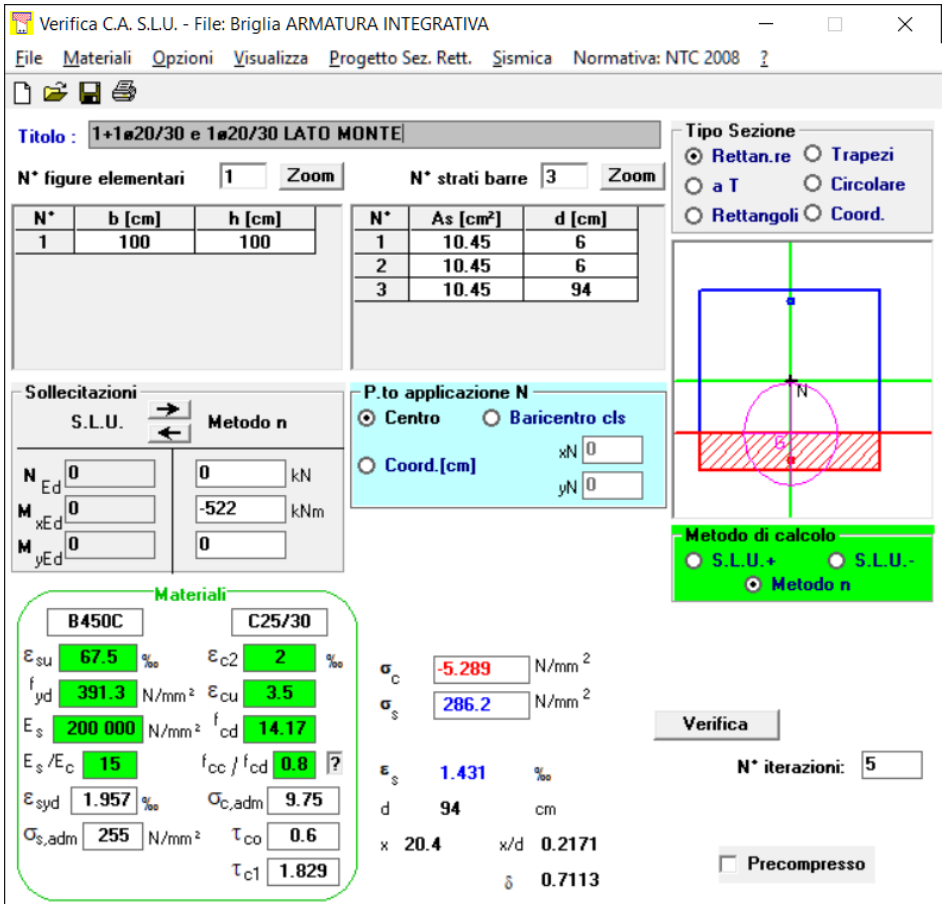
fcd	14.17	N/mmq		Resistenza di calcolo a compressione
h	1000.00	mm		altezza della trave
bw	1000.00	mm		larghezza minima della sezione
d	940.00	mm		altezza utile della sezione: 0.8h se si tratta di una parete
Asl	2090.00	mmq		Armatura longitudinale tesa
Ac	1000000.00	mmq		Ac = bw * h
k	1.46		≤ 2	k = 1 + (200/d)^1/2
vmin	0.31			vmin = 0,035 (k^3/2) (fck^1/2)
Scp	0.00	N/mmq	≤ 0,2 * fcd	Scp = Ned / Ac (tens media compress. nella sez)
ro1	0.002		≤ 0,02	ro1 = Asl / (bw *d)
Vmin	290.58	kN		Vmin = (vmin + 0.15 scp) bw d
Vrd	291.98	kN	> Vmin	Vrd = (0,18 k ((100 ro1 fck)^1/3) gammac + 0,15 Scp) bw d
Vrd	**292**	**kN**		Se Vrd < Vmin, la cella prende Vmin (quando riga preced. compare falso)
Vrd > Ved	**VERO**			VERIFICA: se FALSO serve armatura a taglio

7.5.2.C Verifica a Fessurazione

Combinazione 7 SLE

w_d = 0.29 mm < w_{lim} = 0.3 mm VERIFICATO

Calcolo delle tensioni necessarie per la verifica di fessurazione:



Verifica della fessurazione:

DATI DI INGRESSO				
-				
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	30	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_d	1.5		
Modulo di elasticità acciaio	Ea	210000	N/mm^2	
Tensione dell'acciaio	σ_s	286	N/mm^2	
Altezza sezione	h	100	cm	
Larghezza della sezione	b	100	cm	
Copriferro	C	5	cm	
Diametro barre 1	ϕ_1	20	mm	
Diametro barre 2	ϕ_2	20	mm	
n° delle barre 1	n_1	3.33		
n° delle barre 2	n_2	3.33		
Durata del carico	Breve durata			
Tipologia barre	Barre aderenza migliorata			
Tipologia sollecitazione	Flessione semplice			
Valore limite di apertura delle fessure	ω_{lim}	0.3	mm	
ELABORAZIONE				
Calcestruzzo				
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0{,}83R_{ck} =$	24.9	N/mm^2	
Resistenza caratteristica cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9	N/mm^2	
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0{,}30f_{ck}^{2/3}$	2.56	N/mm^2	
Resistenza media di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.71	N/mm^2	
Modulo elastico	$E_{cm} = 22.000[f_{cm}/10]^{0,3}$	31447	N/mm^2	
Acciaio per cemento armato	B450C			
Tensione nominale di snervamento	$f_{y\,nom}$	450	N/mm^2	
Tensione nominale di rottura	$f_{t\,nom}$	540	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15		
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	N/mm^2	
Tensione di calcolo acciaio	$\sigma_s = 0{,}80\ f_{yk} =$	360.00	N/mm^2	
Distanza d		95	cm	
Rapporto	Ea / E_{cm}	6.68		
Diametro equivalente	ϕ_{eq}	20	mm	
Area barre 1	$n*A_{s1}$	1046.15	mm^2	
Area barre 2	$n*A_{s2}$	1046.15	mm^2	
Area dell'acciaio a trazione	A_s	2092.30	mm^2	
Altezza della sezione	h	100	cm	
Baricentro della sezione	d	95	cm	
Distanza asse neutro	x	40	cm	
Altezza di contenimento ferri	h_c	12.5	cm	
Area efficace di calcestruzzo teso	$A_{c,eff}$	1250	cm^2	
Percentuale di armatura in zona tesa	ρ_{eff}	0.0167384		

Coefficiente	k_t	0.6		
Dilatazione media tra due fessure	ε_{sm}	0.0008764	%	
Dilatazione media limite tra due fessure	$\varepsilon_{sm,lim}$	0.0008171	%	
Calcolo del coefficiente $\Delta_{s,max}$				
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm	
Coefficiente	k_1	0.8		
Coefficiente	k_2	0.5		
Coefficiente	k_3	3.4		
Coefficiente	k_4	0.425		
Distanza massima tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	339.12568	mm	
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.2972238	mm	Verificato

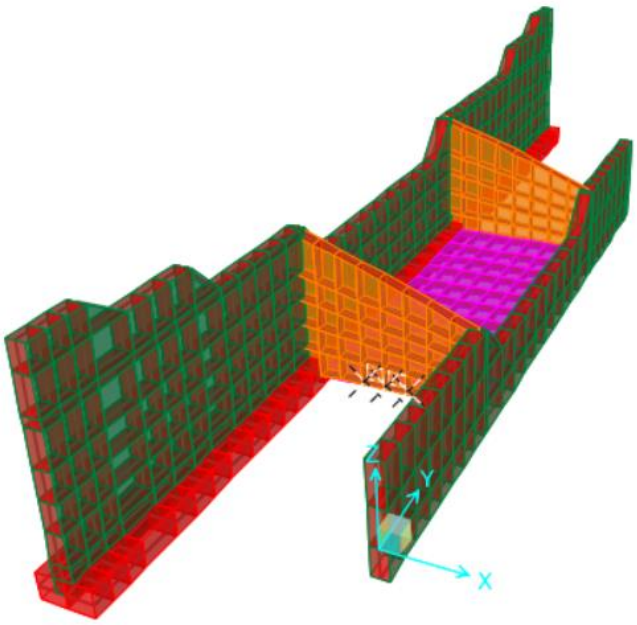
7.5.2.D Verifica delle tensioni

Combinazione: 7 SLE

La tensione massima nel calcestruzzo è pari a 5.28 < 0.60 fck = 15.00 MPa

La tensione massima nell'acciaio è pari a 286.2< 0.80 fyk = 312.8 MPa

7.5.3 Muri laterali- armature verticali



Sollecitazioni per metro lineare e scelta dei parametri di sollecitazioni più gravosi per le verifiche svolte:

TABLE: Section Cut Forces - Design								
SectionCut	**OutputCase**	**CaseType**	**FZ**	**FX**	**FY**	**MZ**	**MX**	**MY**
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
a1-muri lat base - arm vert	1-SLU secca	Combination	233	-37	-168	-10	-256	-13
a1-muri lat base - arm vert	2-SLU ord	Combination	150	-56	-152	-19	-172	-23
a1-muri lat base - arm vert	3-SLU piena	Combination	130	-51	-148	-22	-151	-23
a1-muri lat base - arm vert	4-SLU ecc	Combination	159	-101	-159	-13	-191	-30
a1-muri lat base - arm vert	5-SLV X	Combination	138	-18	-140	-31	-153	-21
a1-muri lat base - arm vert	6-SLV Y	Combination	155	1	-229	-26	-233	-9
a1-muri lat base - arm vert	7-SLE piena	Combination	108	13	-111	-22	-116	-8

7.5.3.A Verifica a pressoflessione

N_{Ed} = 0 KN/m

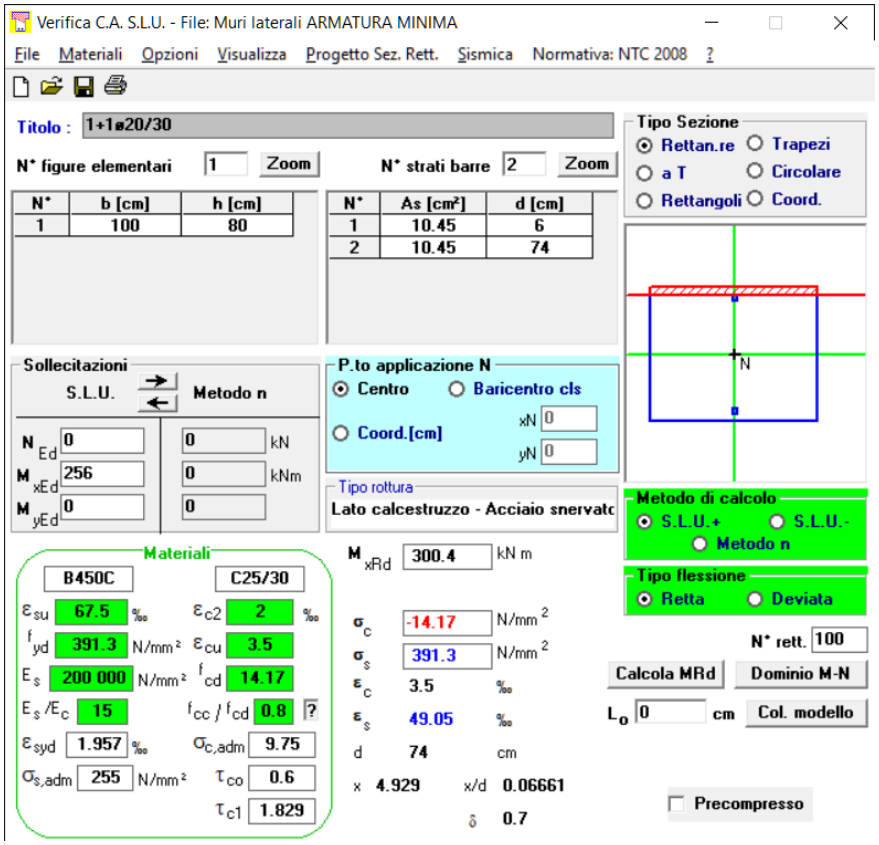
M_{Ed} = 256 kNm/m

∅20/30cm armatura tesa

∅20/30cm armatura compressa

M_{Rd} = 300.4 kNm/m > M_{Ed} VERIFICATO

Segue dettaglio calcolo momento resistente:



7.5.3.B Verifica a Taglio

V_{Ed} = 229 kN/m

Si utilizzano 9 legature ø8 al m²

V_{Rd} = 242 kN/m

Verifica a Taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a Taglio

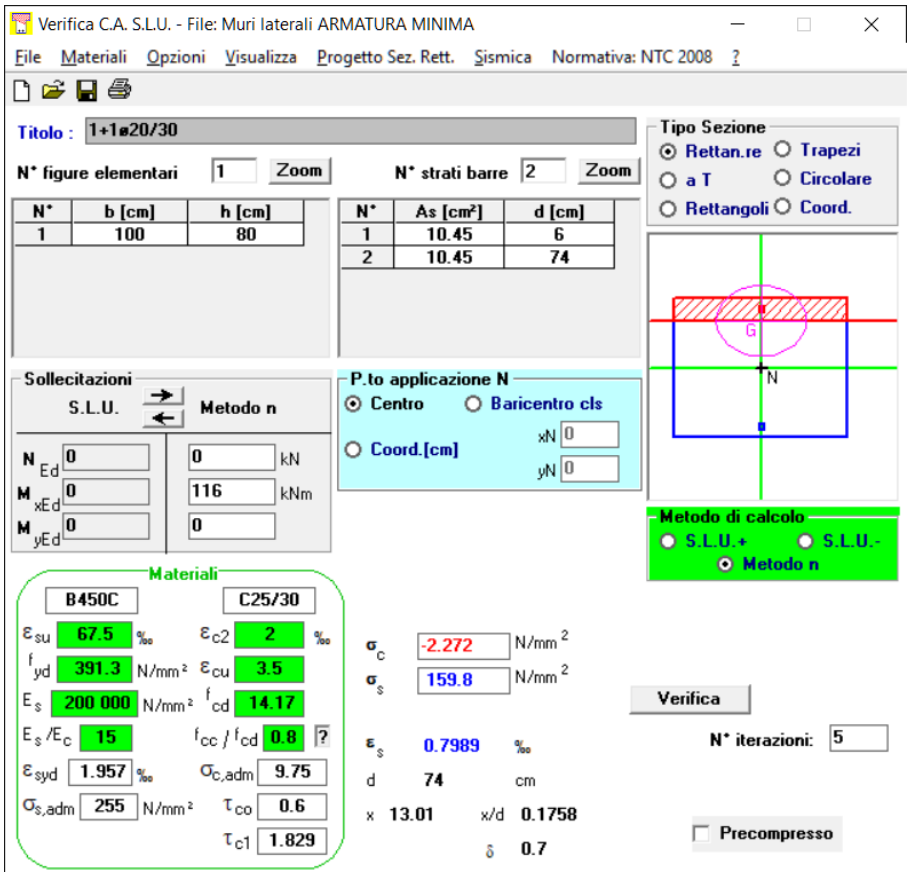
Ved	253.00	kN		Taglio (valore di calcolo)
Ned	0.00	kN		Compressione (valore di calcolo)
fck	25.00	N/mmq		Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
fyk	450.00	N/mmq		tensione caratteristica di snervamentgo dell'acciaio
gammas	1.15			Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio
fyd	391.30	N/mmq		Resistenza di calcolo dell'acciaio
Rck	30.00	N/mmq		Resistenza cubica caratteristica a compressione
alfacc	0.85			Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata
gammac	1.50			Coeff. parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
fcd	14.17	N/mmq		Resistenza di calcolo a compressione
h	800.00	mm		altezza della trave
bw	1000.00	mm		larghezza minima della sezione
d	740.00	mm		altezza utile della sezione: 0.8h se si tratta di una parete
Asl	1045.00	mmq		Armatura longitudinale tesa
Ac	800000.00	mmq		Ac = bw * h
k	1.52		≤ 2	k = 1 + (200/d)^1/2
vmin	0.33			vmin = 0,035 (k^3/2) (fck^1/2)
Scp	0.00	N/mmq	≤ 0,2 * fcd	Scp = Ned / Ac (tens media compress. nella sez)
ro1	0.001		≤ 0,02	ro1 = Asl / (bw *d)
Vmin	242.65	kN		Vmin = (vmin + 0.15 scp) bw d
Vrd	205.51	kN	> Vmin	Vrd = (0,18 k ((100 ro1 fck)^1/3) gammac + 0,15 Scp) bw d
Vrd	**242.65**	**kN**		Se Vrd < Vmin, la cella prende Vmin (quando riga preced. compare falso)
Vrd > Ved	**FALSO**			VERIFICA: se FALSO serve armatura a taglio

7.5.3.C Verifica a Fessurazione

Combinazione 7 SLE

w_d = 0.25 mm < w_{lim} = 0.3 mm VERIFICATO

Calcolo delle tensioni necessarie per la verifica di fessurazione:



Verifica della fessurazione:

DATI DI INGRESSO				
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	30	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_d	1.5		
Modulo di elasticità acciaio	Ea	210000	N/mm^2	
Tensione dell'acciaio	σ_s	159.8	N/mm^2	
Altezza sezione	h	80	cm	
Larghezza della sezione	b	100	cm	
Copriferro	C	5	cm	
Diametro barre 1	ϕ_1	20	mm	
Diametro barre 2	ϕ_2	0	mm	
n° delle barre 1	n_1	3.33		
n° delle barre 2	n_2	0		
Durata del carico	Breve durata			
Tipologia barre	Barre aderenza migliorata			
Tipologia sollecitazione	Flessione semplice			
Valore limite di apertura delle fessure	ω_{lim}	0.3	mm	
ELABORAZIONE				
Calcestruzzo				

Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83R_{ck} =$	24.9	N/mm^2	
Resistenza caratteristica cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9	N/mm^2	
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	2.56	N/mm^2	
Resistenza media di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.71	N/mm^2	
Modulo elastico	$E_{cm} = 22.000[f_{cm}/10]^{0,3}$	31447	N/mm^2	
Acciaio per cemento armato	B450C			
Tensione nominale di snervamento	$f_{y\ nom}$	450	N/mm^2	
Tensione nominale di rottura	$f_{t\ nom}$	540	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15		
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	N/mm^2	
Tensione di calcolo acciaio	$\sigma_s = 0,80\ f_{yk} =$	360.00	N/mm^2	
Distanza d		75	cm	
Rapporto	Ea / E_{cm}	6.68		
Diametro equivalente	ϕ_{eq}	20	mm	
Area barre 1	$n*A_{s1}$	1046.15	mm^2	
Area barre 2	$n*A_{s2}$	0.00	mm^2	
Area dell'acciaio a trazione	A_s	1046.15	mm^2	
Altezza della sezione	h	80	cm	
Baricentro della sezione	d	75	cm	
Distanza asse neutro	x	32	cm	
Altezza di contenimento ferri	h_c	12.5	cm	
Area efficace di calcestruzzo teso	$A_{c,eff}$	1250	cm^2	
Percentuale di armatura in zona tesa	ρ_{eff}	0.0083692		
Coefficiente	k_t	0.6		
Dilatazione media tra due fessure	ε_{sm}	-0.000161	%	
Dilatazione media limite tra due fessure	$\varepsilon_{sm,lim}$	0.0004566	%	
Calcolo del coefficiente $\Delta_{s,max}$				
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm	
Coefficiente	k_1	0.8		
Coefficiente	k_2	0.5		
Coefficiente	k_3	3.4		
Coefficiente	k_4	0.425		
Distanza massima tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	542.25136	mm	
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.2475765	mm	Verificato

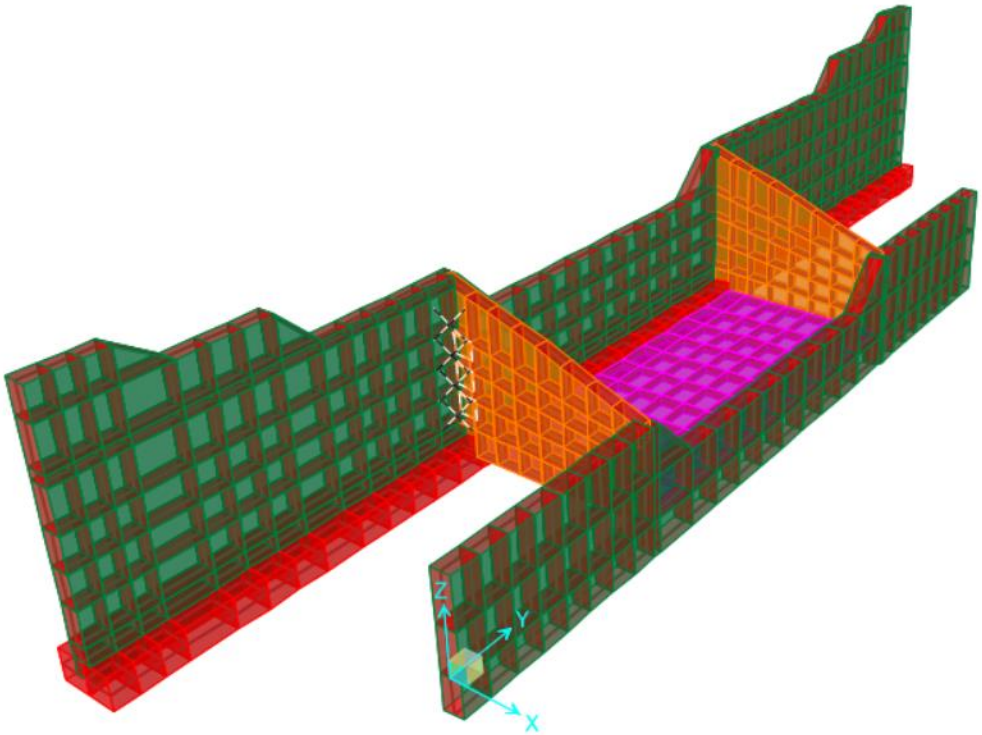
7.5.3.D Verifica delle tensioni

Combinazione: 7 SLE

La tensione massima nel calcestruzzo è pari a 2.27 < 0.60 fck = 15.00 MPa

La tensione massima nell'acciaio è pari a 159.8 < 0.80 fyk = 312.8 MPa

7.5.4 Muri laterali- armature orizzontali



Sollecitazioni per metro lineare e scelta dei parametri di sollecitazioni più gravosi per le verifiche svolte:

TABLE: Section Cut Forces - Design								
SectionCut	**OutputCase**	**CaseType**	**FZ**	**FX**	**FY**	**MZ**	**MX**	**MY**
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
a2-muri lat briglia - arm orizz	1-SLU secca	Combination	-22	128	-91	-153	6	61
a2-muri lat briglia - arm orizz	2-SLU ord	Combination	39	377	-130	-278	21	96
a2-muri lat briglia - arm orizz	3-SLU piena	Combination	62	415	-140	-308	24	117
a2-muri lat briglia - arm orizz	4-SLU ecc	Combination	4	312	-112	-211	10	108
a2-muri lat briglia - arm orizz	5-SLV X	Combination	12	319	-168	-408	13	359
a2-muri lat briglia - arm orizz	6-SLV Y	Combination	24	251	-240	-466	-65	158
a2-muri lat briglia - arm orizz	7-SLE piena	Combination	71	315	-116	-275	27	108

7.5.4.A Verifica a pressoflessione

N_{Ed} = 0 KN/m

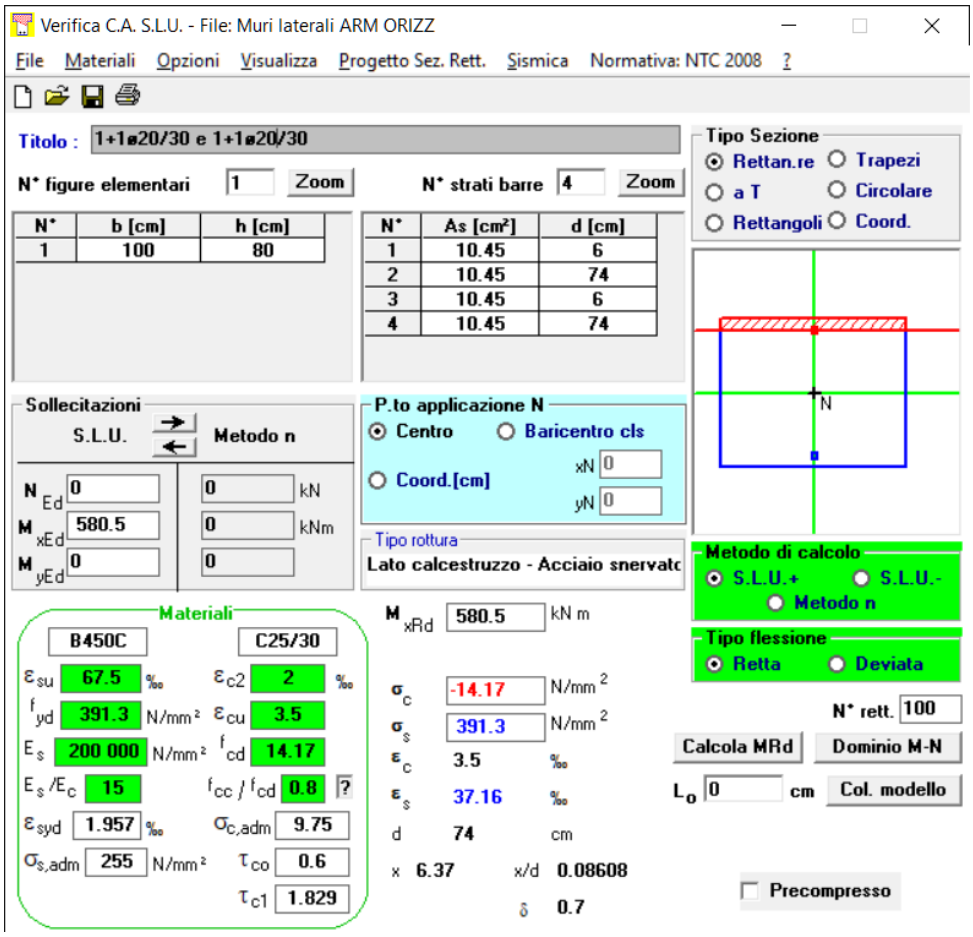
M_{Ed} = 466 kNm/m

∅20/30cm +∅20/30cm armatura tesa

∅20/30cm +∅20/30cm armatura compressa

M_{Rd} = 580.5 kNm/m > M_{Ed} VERIFICATO

Segue dettaglio calcolo momento resistente:



7.5.4.B Verifica a Taglio

$V_{Ed} =$ 240 kN/m

Si utilizzano 9 legature ø8 al m²

$V_{Rd} =$ 242 kN/m

Verifica a Taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a Taglio

Ved	253.00	kN		Taglio (valore di calcolo)
Ned	0.00	kN		Compressione (valore di calcolo)
fck	25.00	N/mmq		Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
fyk	450.00	N/mmq		tensione caratteristica di snervamentgo dell'acciaio
gammas	1.15			Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio
fyd	391.30	N/mmq		Resistenza di calcolo dell'acciaio
Rck	30.00	N/mmq		Resistenza cubica caratteristica a compressione
alfacc	0.85			Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata
gammac	1.50			Coeff. parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
fcd	14.17	N/mmq		Resistenza di calcolo a compressione
h	800.00	mm		altezza della trave
bw	1000.00	mm		larghezza minima della sezione
d	740.00	mm		altezza utile della sezione: 0.8h se si tratta di una parete
Asl	1045.00	mmq		Armatura longitudinale tesa
Ac	800000.00	mmq		Ac = bw * h
k	1.52		≤ 2	k = 1 + (200/d)^1/2

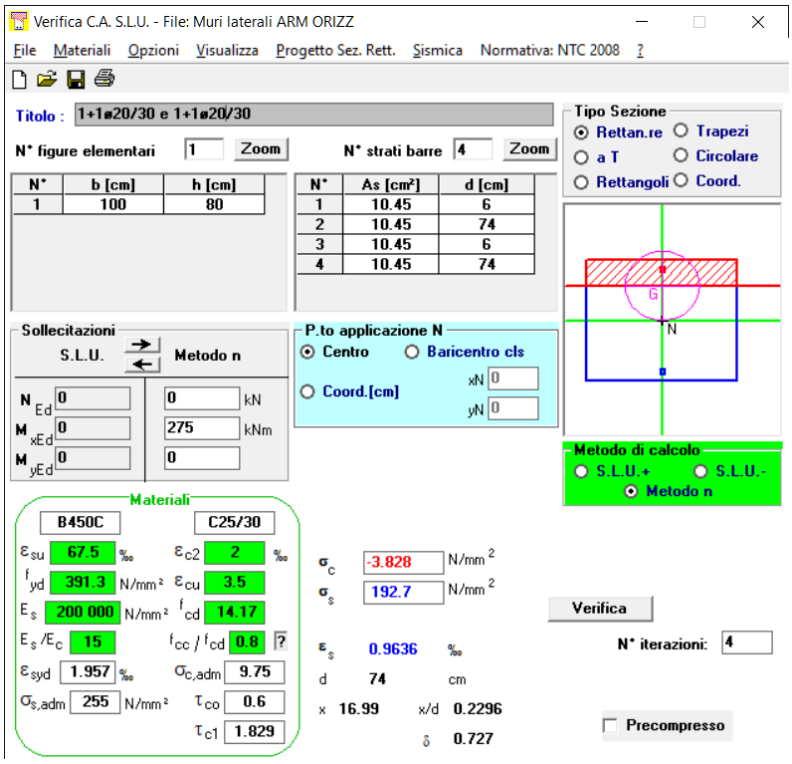
vmin	0.33			vmin = 0,035 (k^3/2) (fck^1/2)
Scp	0.00	N/mmq	≤ 0,2 * fcd	Scp = Ned / Ac (tens media compress. nella sez)
ro1	0.001		≤ 0,02	ro1 = Asl / (bw *d)
Vmin	242.65	kN		Vmin = (vmin + 0.15 scp) bw d
Vrd	205.51	kN	> Vmin	Vrd = (0,18 k ((100 ro1 fck)^1/3) gammac + 0,15 Scp) bw d
Vrd	**242.65**	**kN**		Se Vrd < Vmin, la cella prende Vmin (quando riga preced. compare falso)
Vrd > Ved	**FALSO**			VERIFICA: se FALSO serve armatura a taglio

7.5.4.C Verifica a Fessurazione

Combinazione 7 SLE

w_d = 0.19 mm < w_{lim} = 0.3 mm VERIFICATO

Calcolo delle tensioni necessarie per la verifica di fessurazione:



Verifica della fessurazione:

DATI DI INGRESSO				
_				
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	30	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_d	1.5		
Modulo di elasticità acciaio	Ea	210000	N/mm^2	
Tensione dell'acciaio	σ_s	192.7	N/mm^2	
Altezza sezione	h	80	cm	
Larghezza della sezione	b	100	cm	
Copriferro	C	5	cm	
Diametro barre 1	ϕ_1	20	mm	

Diametro barre 2	ϕ_2	20	mm	
n° delle barre 1	n_1	3.33		
n° delle barre 2	n_2	3.33		
Durata del carico	Breve durata			
Tipologia barre	Barre aderenza migliorata			
Tipologia sollecitazione	Flessione semplice			
Valore limite di apertura delle fessure	ω_{lim}	0.3	mm	
ELABORAZIONE				
Calcestruzzo				
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0{,}83R_{ck} =$	24.9	N/mm^2	
Resistenza caratteristica cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9	N/mm^2	
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0{,}30f_{ck}^{2/3}$	2.56	N/mm^2	
Resistenza media di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.71	N/mm^2	
Modulo elastico	$E_{cm} = 22.000[f_{cm}/10]^{0,3}$	31447	N/mm^2	
Acciaio per cemento armato	B450C			
Tensione nominale di snervamento	$f_{y\ nom}$	450	N/mm^2	
Tensione nominale di rottura	$f_{t\ nom}$	540	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15		
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	N/mm^2	
Tensione di calcolo acciaio	$\sigma_s = 0{,}80\ f_{yk} =$	360.00	N/mm^2	
Distanza d		75	cm	
Rapporto	Ea / E_{cm}	6.68		
Diametro equivalente	ϕ_{eq}	20	mm	
Area barre 1	$n*A_{s1}$	1046.15	mm^2	
Area barre 2	$n*A_{s2}$	1046.15	mm^2	
Area dell'acciaio a trazione	A_s	2092.30	mm^2	
Altezza della sezione	h	80	cm	
Baricentro della sezione	d	75	cm	
Distanza asse neutro	x	32	cm	
Altezza di contenimento ferri	h_c	12.5	cm	
Area efficace di calcestruzzo teso	$A_{c,eff}$	1250	cm^2	
Percentuale di armatura in zona tesa	ρ_{eff}	0.0167384		
Coefficiente	k_t	0.6		
Dilatazione media tra due fessure	ε_{sm}	0.0004322	%	
Dilatazione media limite tra due fessure	$\varepsilon_{sm,lim}$	0.0005506	%	
Calcolo del coefficiente $\Delta_{s,max}$				
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm	
Coefficiente	k_1	0.8		
Coefficiente	k_2	0.5		
Coefficiente	k_3	3.4		

Coefficiente	k_4	0.425		
Distanza massima tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	339.12568	mm	
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.1867129	mm	Verificato

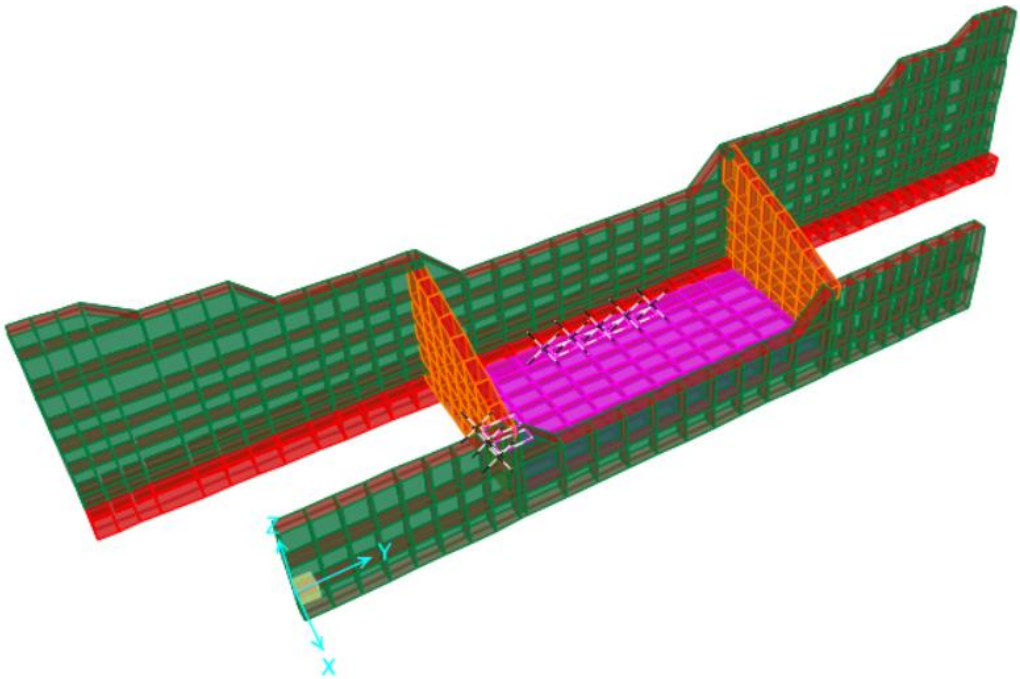
7.5.4.D Verifica delle tensioni

Combinazione: 7 SLE

La tensione massima nel calcestruzzo è pari a 3.828 < 0.60 fck = 15.00 MPa

La tensione massima nell'acciaio è pari a 192.7 < 0.80 fyk = 312.8 MPa

7.5.5 Soletta



Sollecitazioni per metro lineare e scelta dei parametri di sollecitazioni più gravosi per le verifiche svolte:

TABLE: Section Cut Forces - Design								
SectionCut	**OutputCase**	**CaseType**	**FZ**	**FX**	**FY**	**MZ**	**MX**	**MY**
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
b1-soletta // X base muri lat	1-SLU secca	Combination	-154	32	248	-15	171	-19
b1-soletta // X base muri lat	2-SLU ord	Combination	-92	29	235	-7	128	-4
b1-soletta // X base muri lat	3-SLU piena	Combination	-76	18	230	-3	116	-1
b1-soletta // X base muri lat	4-SLU ecc	Combination	-98	92	237	-27	136	-8
b1-soletta // X base muri lat	5-SLV X	Combination	-98	-58	220	20	123	7
b1-soletta // X base muri lat	6-SLV Y	Combination	-113	-31	347	2	168	0
b1-soletta // X base muri lat	7-SLE piena	Combination	-66	-53	175	17	91	0
b3-soletta // Y briglia	1-SLU secca	Combination	-169	274	-2	-1	-1	163

b3-soletta // Y briglia	2-SLU ord	Combination	-141	453	-2	-2	-1	184
b3-soletta // Y briglia	3-SLU piena	Combination	-137	510	-2	-3	-1	193
b3-soletta // Y briglia	4-SLU ecc	Combination	-122	281	-1	-1	-1	151
b3-soletta // Y briglia	5-SLV X	Combination	-151	661	-25	-11	-1	213
b3-soletta // Y briglia	6-SLV Y	Combination	-128	423	-79	-29	-1	163
b3-soletta // Y briglia	7-SLE piena	Combination	-126	532	-1	-3	-1	174

7.5.5.A Verifica a pressoflessione

N_{Ed} = 0 KN/m

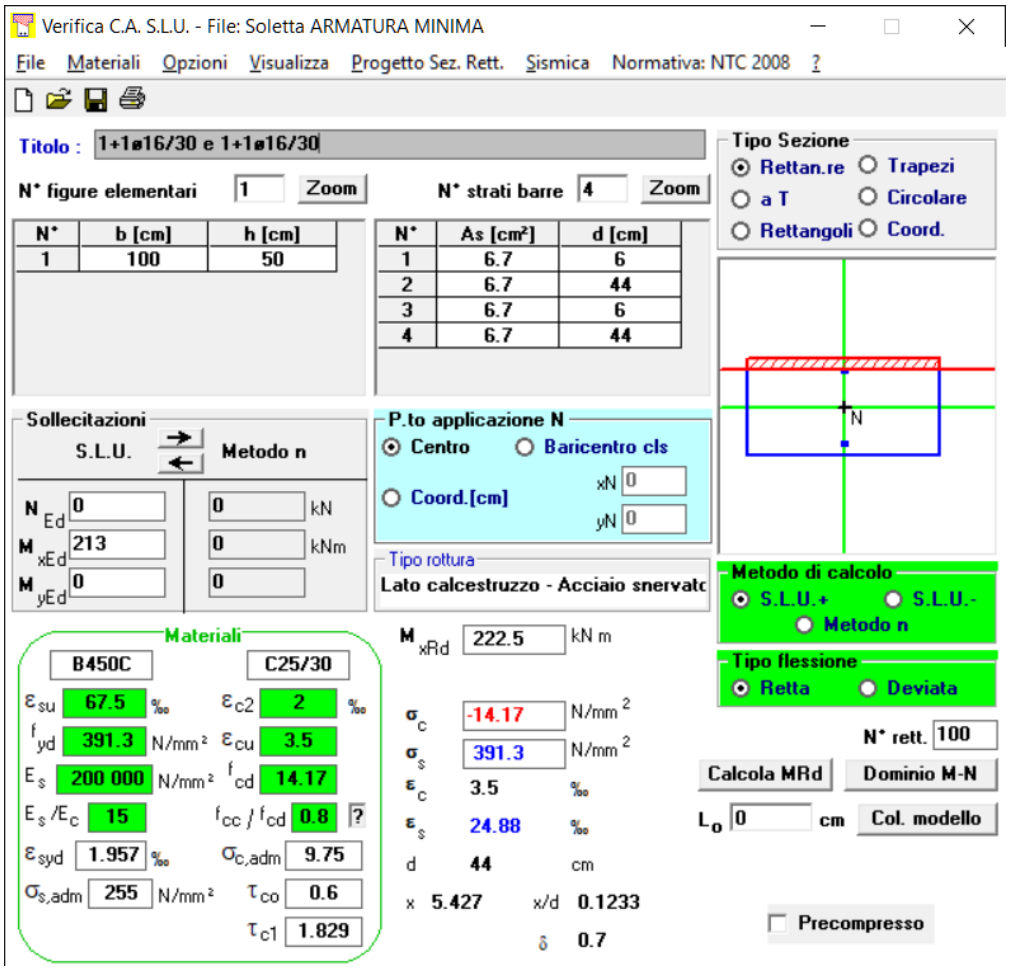
M_{Ed} = 213 kNm/m

∅16/30cm +∅16/30cm armatura tesa

∅16/30cm +∅16/30cm armatura compressa

M_{Rd} = 222.5 kNm/m > M_{Ed} VERIFICATO

Segue dettaglio calcolo momento resistente:



7.5.5.B Verifica a Taglio

V_{Ed} = 169 kN/m

Si utilizzano 9 legature ø8 al m²

V_{Rd} = 173.9 kN/m

Verifica a Taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a Taglio

Ved	165.00	kN		Taglio (valore di calcolo)
Ned	0.00	kN		Compressione (valore di calcolo)
fck	25.00	N/mmq		Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
fyk	450.00	N/mmq		tensione caratteristica di snervamentgo dell'acciaio
gammas	1.15			Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio
fyd	391.30	N/mmq		Resistenza di calcolo dell'acciaio
Rck	30.00	N/mmq		Resistenza cubica caratteristica a compressione
alfacc	0.85			Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata
gammac	1.50			Coeff. parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
fcd	14.17	N/mmq		Resistenza di calcolo a compressione
h	500.00	mm		altezza della trave
bw	1000.00	mm		larghezza minima della sezione
d	440.00	mm		altezza utile della sezione: 0.8h se si tratta di una parete
Asl	1340.00	mmq		Armatura longitudinale tesa
Ac	500000.00	mmq		Ac = bw * h
k	1.67		≤ 2	k = 1 + (200/d)^1/2
vmin	0.38			vmin = 0,035 (k^3/2) (fck^1/2)
Scp	0.00	N/mmq	≤ 0,2 * fcd	Scp = Ned / Ac (tens media compress. nella sez)
ro1	0.003		≤ 0,02	ro1 = Asl / (bw *d)
Vmin	166.80	kN		Vmin = (vmin + 0.15 scp) bw d
Vrd	173.90	kN	> Vmin	Vrd = (0,18 k ((100 ro1 fck)^1/3) gammac + 0,15 Scp) bw d
Vrd	**173.90**	**kN**		Se Vrd < Vmin, la cella prende Vmin (quando riga preced. compare falso)
Vrd > Ved	**VERO**			VERIFICA: se FALSO serve armatura a taglio

8. Verifica capacità portante (SLU)

Le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2. Le verifiche devono fare riferimento alle condizioni a "lungo termine" e a "breve termine" per i terreni coesivi, e a "lungo termine" per i terreni incoerenti:

Breve Termine: condizione significativa per i terreni a grana fine, che si verifica successivamente ad una variazione dello stato tensionale, per cui, si instaura un moto di filtrazione dell'acqua interstiziale detto "consolidazione". In questa fase, si conduce una verifica alle tensioni totali, data dalla somma delle tensioni efficaci e della pressione neutra. Il parametro significativo della fase di "breve termine" è la coesione non drenata detta "Cu" del terreno

$$Cu \neq 0$$

$$\Phi = 0$$

Lungo Termine: al termine del fenomeno di consolidazione, la pressione neutra è nulla e di conseguenza la tensione totale è uguale a quella efficace. I parametri significativi di questo stato sono la coesione efficace (c') e l'angolo di attrito (Φ) del terreno

$$c' \neq 0$$

$$\Phi \neq 0$$

Solitamente il contributo della coesione efficace è minimo e si trascura in favore di sicurezza.

Per i terreni incoerenti, aventi elevata permeabilità, si conduce solo la verifica a lungo termine, in quanto la consolidazione si esaurisce in tempi brevissimi arrivando immediatamente alle condizioni a "lungo termine".

Il terreno di fondazione della struttura deve essere in grado di sopportare il carico che gli viene trasmesso dalle strutture sovrastanti, senza che si verifichi rottura e senza che i cedimenti maturati dalla struttura siano eccessivi.

La capacità portante si determina come descritto nella letteratura tecnica tramite l'utilizzo della formula trinomia di Terzaghi:

$$q_{lim} = N_q \gamma' D i_q s_q d_q + c N_c i_c s_c d_c + N_\gamma \gamma' \frac{B}{2} i_c s_c d_c$$ capacità portante unitaria

I coefficienti di carico limite *Nq*, *Nc*, *Nγ* sono adimensionali e dipendono dall'angolo d'attrito. Sono stati considerati i coefficienti correttivi *sq*, *sc*, *sγ*, che tengono conto della forma, *ic*, *iq*, *iγ* che si riferiscono all'inclinazione della

risultante dovuta al carico orizzontale e infine i coefficienti correttivi *dc*, *dq*, *dγ* che si riferiscono alla profondità del piano di posa rispetto al piano campagna.

La verifica allo stato limite ultimo SLU si intende soddisfatta se la capacità portante, valutata secondo quanto appena visto, risulta essere maggiore delle azioni di progetto valutate secondo quanto previsto dalle NTC.

A favore di sicurezza si conduce la verifica alle estremità della briglia dove l'output del software FEM indica un'abbassamento e quindi una pressione maggiore. Per la verifica si prende come riferimento un concio di fondazione lungo 7 metri.

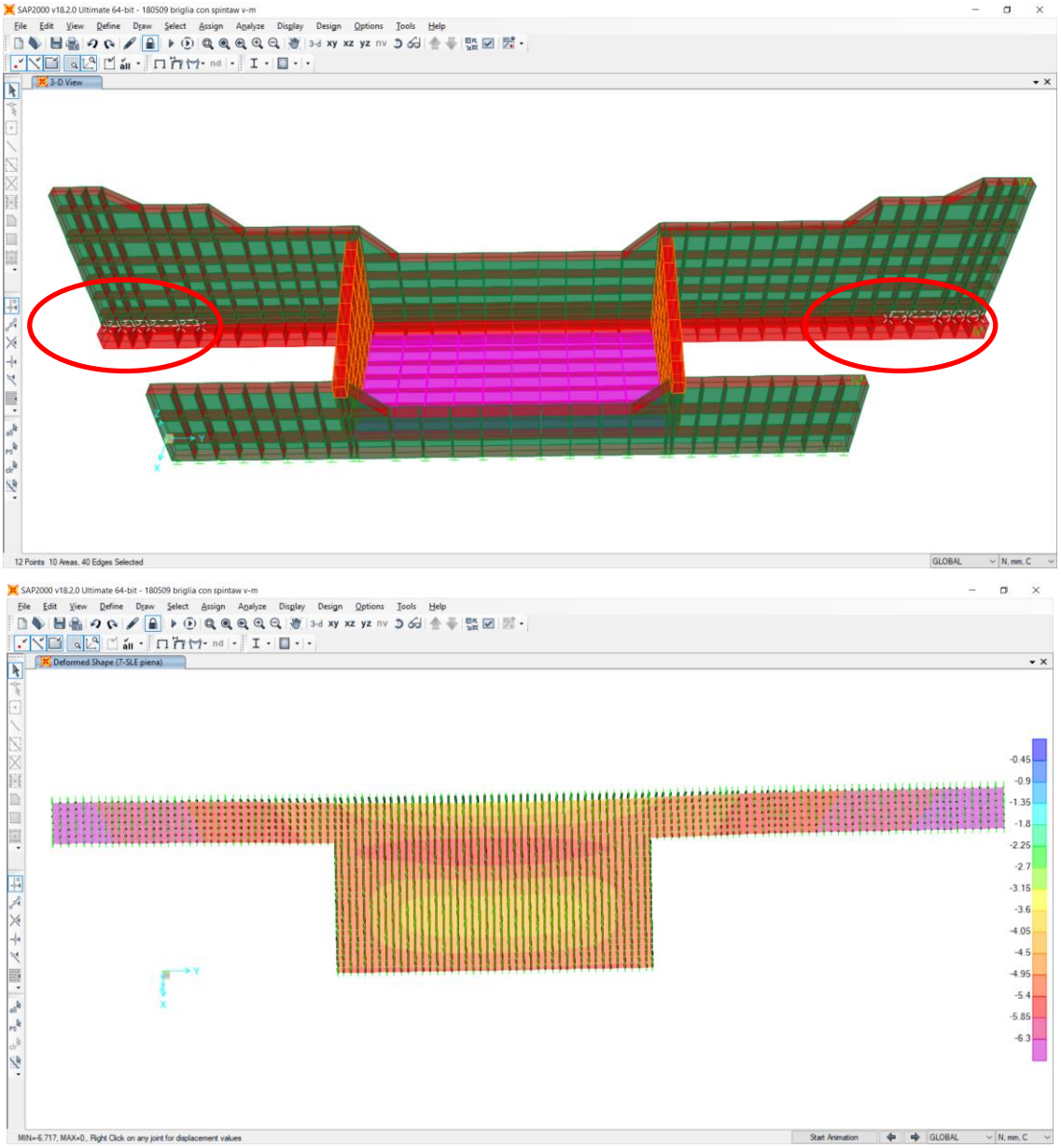


Figura 7 – individuazione delle zone verificate e abbassamenti rilevati dal software FEM

Si elencano le sollecitazioni rilevate dalle due section cut eseguite alle due estremità della briglia di monte

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionCut	OutputCase	CaseType	FZ*	FX	FY	MZ	MX	MY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KNm	KNm	KNm
GEO DX	1-SLU secca	Combination	2302	-252	-92	-148	-626	-256
GEO DX	2-SLU ord	Combination	2353	-313	-71	166	-706	115
GEO DX	3-SLU piena	Combination	2370	-333	-64	192	-726	142
GEO DX	4-SLU ecc	Combination	2343	-300	-76	-181	-711	-86
GEO DX	5-SLV X	Combination	1664	-229	-110	-219	-451	-365
GEO DX	6-SLV Y	Combination	1644	-222	-103	-50	-519	-109
GEO DX	7-SLE piena	Combination	1818	-296	-50	47	-535	0
GEO SX	1-SLU secca	Combination	2416	-230	33	-165	668	-152
GEO SX	2-SLU ord	Combination	2410	-267	41	-505	730	170
GEO SX	3-SLU piena	Combination	2413	-295	41	-302	745	178
GEO SX	4-SLU ecc	Combination	2398	-293	47	156	732	-17
GEO SX	5-SLV X	Combination	1797	-157	104	-187	453	-158
GEO SX	6-SLV Y	Combination	1742	-174	253	-215	419	43
GEO SX	7-SLE piena	Combination	1866	-241	25	-379	556	63

*Allo sforzo normale FZ va aggiunto il peso della fondazione.

SI effettua la verifica per la combinazione SLVX risultata la più gravosa.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

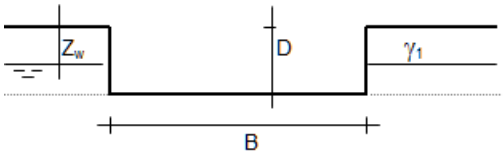
e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

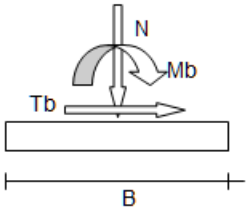
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

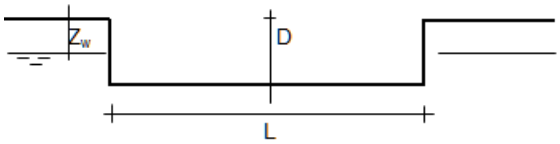
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

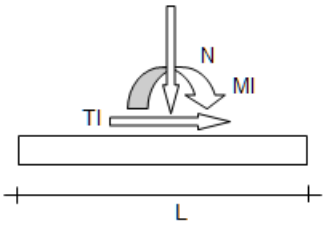
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)





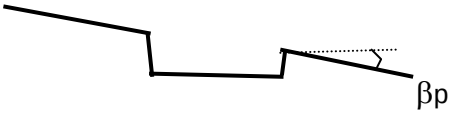
γ, c', φ'





(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	3.00	(m)
L	=	7.00	(m)
D	=	10.90	(m)



βf = 0.00 (°)

βp = 0.00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	progetto		
N [kN]	2451.50	0.00	2451.50
Mb [kNm]	365.00	0.00	365.00
Ml [kNm]	451.00	0.00	451.00
Tb [kN]	229.00	0.00	229.00
Tl [kN]	110.00	0.00	110.00
H [kN]	254.05	0.00	254.05

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 20.00 (kN/mc)

γ = 20.00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0.00 (kN/mq)

φ' = 29.00 (°)

Valori di progetto

c' = 0.00 (kN/mq)

φ' = 29.00 (°)

Profondità della falda

Zw = 0.00 (m)

e_B = 0.15 (m)

e_L = 0.18 (m)

B* = 2.70 (m)

L* = 6.63 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 109.00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 10.00 (kN/mc)

Carico limite unitario

q_{lim} = 2720.02 (kN/m^2)

Pressione massima agente

q = N / B* L*

q = 136.79 (kN/m^2)

Verifica di sicurezza capacità portante

q_{lim} / γ_R = 1182.62 **≥** **q =** 136.79 (kN/m^2)

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

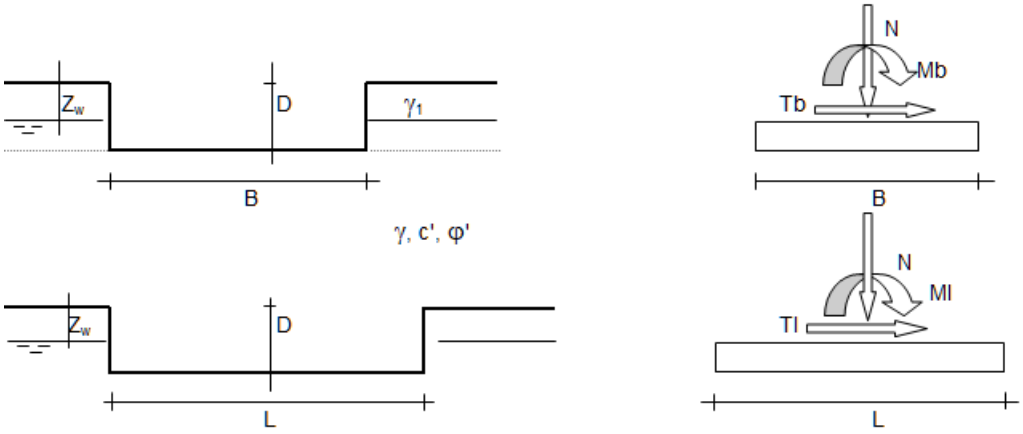
D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)



(Per fondazioni nastriformi L=100 m)

B	=	3.00	(m)
L	=	7.00	(m)
D	=	10.90	(m)

βf = 0.00 (°) βp = 0.00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	progetto		
N [kN]	2451.50	0.00	2451.50
Mb [kNm]	365.00	0.00	365.00
Ml [kNm]	451.00	0.00	451.00
Tb [kN]	229.00	0.00	229.00
Tl [kN]	110.00	0.00	110.00
H [kN]	254.05	0.00	254.05

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	20.00	(kN/mc)
γ	=	20.00	(kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

c_u	=	100.00	(kN/mq)
e_B	=	0.15	(m)
e_L	=	0.18	(m)

Valore di progetto

c_u	=	100.00	(kN/mq)
B*	=	2.70	(m)
L*	=	6.63	(m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 218.00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 20.00 (kN/mc)

Carico limite unitario

q_{lim} = 1030.83 (kN/m^2)

Pressione massima agente

q = N / B* L*

q = 136.79 (kN/m^2)

Verifica di sicurezza capacità portante

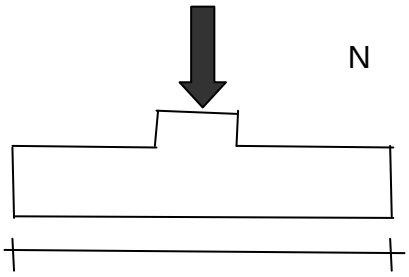
q_{lim} / γ_R = 448.19 **≥** **q =** 136.79 (kN/m^2)

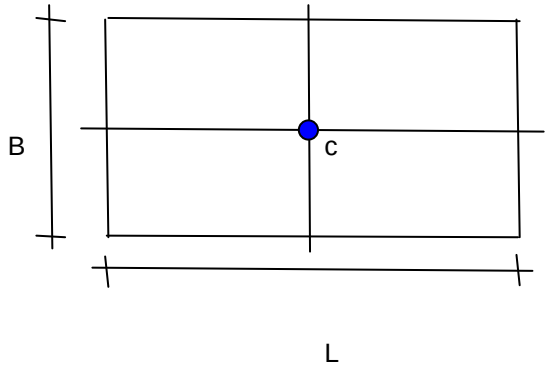
La Verifica della capacità portante è soddisfatta.

9. Calcolo dei cedimenti (SLE)

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:





Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$\Delta\sigma zi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))+((L/2)(B/2)z)/R_3)(1/R_1^2+1/R_2^2))$

$\Delta\sigma xi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))-((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2))$

$\Delta\sigma yi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))-((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2))$

$R1 = ((L/2)^2+z^2)^{0.5}$

$R2 = ((B/2)^2+z^2)^{0.5}$

$R3 = ((L/2)^2+(B/2)^2+z^2)^{0.5}$

$\delta_{tot} = \Sigma\delta\iota = \Sigma(((\Delta\sigma zi - \nu i(\Delta\sigma xi+\Delta\sigma yi))\Delta zi/Ei)$

DATI DI INPUT:

B =	3.00	(m)	(Larghezza della Fondazione)	
L =	7.00	(m)	(Lunghezza della Fondazione)	
N =	2654	(kN)	(Carico Verticale Agente)	
q =	126.36	(kN/mq)	(Pressione Agente (q = N/(B*L)))	
ns =	1	(-)	(numero strati)	(massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δzi	E	ν	δci
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^2)	(-)	(cm)
1	limo argilloso	12.00	0.0	12.0	0.5	55000	0.30	**0.70**
-		0.00	0.0	0.0	0.2	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	0.2	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	0.2	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	0.2	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	0.2	0	0.00	-

δ_{ctot} = **0.70 (cm)**

I cedimenti sono ammissibili.