



Comune di Castronno

Piazza del Comune, 1 - 21040 Castronno (VA)

Tel. 0332-896111 Fax 0332-893244 PEC : protocollo.comune.castronno@pec.regione.lombardia.it

PROGETTO

Progetto Definitivo ed Esecutivo

ai sensi dell'art. 23 del Codice Appalti n. 50/2016

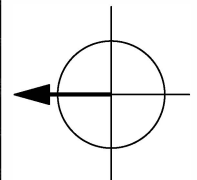
per il progetto di riqualificazione della piazza centrale di Castronno (VA).



TITOLO ELABORATO

FASCICOLO STRUTTURE
Relazione e elaborati grafici

| REV. N. | REDATTO DA | DATA |
|---------|------------|------|
| 00 | | |
| 01 | | |
| 03 | | |
| 04 | | |
| 05 | | |



PROGETTAZIONE

Progetto Definitivo ed Esecutivo (Cod. Appalti DLGS 50/2016)

arch. Pietro Ferrario - OASI Architects
Via Sant'Ambrogio, 4 - Busto Arsizio (VA)
Tel. 0331 072655 - info@oasiarchitects.com

FIRMA

FASE PROGETTUALE

**Progetto definitivo
esecutivo**

CAT. PROGETTO

**Architettonico -
Urbanistico**

DATA

09/2017

SCALA

NOME FILE

FORMATO

PROPRIETA'

Aree del Centro Storico soggette a riqualificazione
Comune di Castronno

Responsabile Unico del Procedimento (RUP)
Arch. Luigi Battistella

FIRMA

N° ELABORATO

R

Indice

1. Premessa
 2. Descrizione opera
 3. Dati generali relativi alla struttura
 4. Riferimenti legislativi
 5. Parametri dei materiali utilizzati
 6. Procedure di accettazione
 7. Caratteristiche di durabilità
 8. Metodi di verifica e caratteristiche del codice di calcolo
 9. Combinazioni di carico
 10. Azione sismica
 11. Pilastro tipo
 12. pilastro tipo
 13. trave fondazione
 14. Principali risultati
- Conclusione
- . Il modello di calcolo

1. Premessa

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica, in accordo con le prescrizioni contenute nel paragrafo 10.1 del Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Relativamente al progetto in oggetto il documento descrive in particolare le modalità operative di applicazione della normativa vigente.

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte a "regola d'arte" dal progettista, secondo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni. Per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello ed al fine di garantire la sicurezza della costruzione è stato utilizzato il metodo agli stati limite, rispettando le prescrizioni previste dalle normative di riferimento elencate nel documento. Si riporta di seguito in proposito l'insieme delle verifiche strutturali, atte a garantire la resistenza ed il comportamento della struttura sia in condizioni di esercizio che sotto l'azione di eventi di carico straordinari.

Secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 la relazione di calcolo riporta infine una sezione relativa alle analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, al fine di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli svolti e di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

2. Descrizione dell'opera

Si tratta della realizzazione di una serie di murature in calcestruzzo armato aventi la funzione statica di delimitazione e sostegno delle terre per la realizzazione della nuova piazza centrale di Castronno (Va) in rilevato rispetto al terreno esistente.

Tutte le murature saranno realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera, calcolate del tipo a mensola e collegate tra loro a formare il quadrato della nuova piazza.

Come meglio riportato nelle tavole grafiche le murature avranno diversa altezza e diversa profondità di fondazione a seconda dell'elevazione dall'attuale terreno al fine di poter garantire il corretto affondamento della fondazione rispetto al piano finito.

Tutte saranno gettate con calcestruzzo in classe C25/30 XC2 per quanto riguarda le fondazioni, in calcestruzzo in classe C32/40 XC4 per le murature in elevazione con finitura a vista non intonacata per le parti a vista ed armate con ferro B450C. Poggeranno su un sottofondo magro di calcestruzzo C12/15 in classe XC0.

Al fine di ottimizzare le lavorazioni in cantiere sono state impostate 3 diverse sezioni tipo che possano far compensare le tensioni di appoggio e resistenza delle strutture.

Nascono così la sezione tipo "1" avente una fondazione da 135x40 cm atta a reggere la muratura dello spessore di 25 cm per pareti con altezza da 145 a 180 cm; la sezione tipo "2" avente una fondazione da 105x40 cm atta a reggere la muratura dello spessore di 25 cm per pareti con altezza da 120 a 145 cm; la sezione tipo "3" avente una fondazione da 90x40 cm atta a reggere la muratura dello spessore di 25 cm per pareti con altezza da 100 a 120 cm. Inoltre si prevede una sezione di semplice appoggio alla fioriera esistente sul lato nord avente dimensioni di 15x80/67 cm a solo rivestimento di continuità del manufatto.

Ultima viene prevista anche una parte di muratura in sezione tipo "2" a delimitazione e sostegno della scala e scarpata a ridosso della casa parrocchiale.

Altre piccole opere sono delle scale in calcestruzzo direttamente appoggiate a terra da realizzarsi nel nuovo parco.

3 Dati generali

In questo paragrafo si riportano le caratteristiche generali relative all'opera, alla località di ubicazione ed i dati anagrafici dei soggetti coinvolti nell'intervento.

3.1 Caratteristiche

| | | | |
|----------------------------------|--|------------------------------------|------------------|
| Nome Progetto: | Muratgure piazza Castronno | | |
| Tipologia opera: | Nuova costruzione | Tipologia di intervento: | Muro fuori terra |
| Normativa di riferimento: | Stati limite Norme Tecniche 2008 | | |
| Tipo di analisi: | Dinamica statica lineare in campo elastico | Classe d'uso dell'edificio: | II |
| Numero di pratica: | | Numero di variante: | |

3.2 Località

| | | | |
|--------------------------|--------------------------------|--------------------|---------------|
| Descrizione area: | Piazza del comune di Castronno | | |
| Comune: | Castronno | Provincia: | Varese |
| Longitudine: | 8° 48' 51" est | Latitudine: | 45° 44' 48" N |
| Altitudine: | 350 m slm | | |
| Indirizzo: | Piazza del Comune | | |

3.3 Dati per analisi sismica

Vita nominale della struttura: 50 anni **Zona Sismica:** 4

3.4 Soggetti coinvolti

Progettista strutture:

Progettista opera:

Impresa:

Proprietà:

Progettista architettonico:

Direttore Lavori:

Committente:

Collaudatore:

4. Riferimenti normativi

I calcoli della presente relazione fanno riferimento alla normativa vigente ed in particolare:

Normativa nazionale

- *Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008*
"Norme Tecniche per le Costruzioni 2008", pubblicato sul S.O. n° 30 alla G.U. n° 29 del 4 febbraio 2008.
- *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617*
"Circolare applicativa delle NTC2008 D.M. 14.01.2008 - 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 Ministeriale 16 gennaio 1996.*
"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. (G.U. 5-2-1996, N. 29)"
- *Circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG.*
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996"
- *Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996*
"Carichi e sovraccarichi - Norme tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, e dei carichi e sovraccarichi'. (G.U. 5-2-1996, N. 29)"
- *Circolare 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG./STC.*
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996. (G.U. 16-9-1996, n. 217 - supplemento)"
- *Decreto Ministeriale 9 Gennaio 1996*
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche. (Da utilizzarsi nel calcolo col metodo degli stati limite) (G.U. 5-2-1996, N. 29)"
- *Circolare 15 ottobre 1996, n. 252 AA.GG./S.T.C.*
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996. (G.U. 26-11-1996, n. 277 - suppl.)"
- *Decreto Ministeriale 20 novembre 1987*
"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. (Suppl. Ord. alla G.U. 5-12-1987, n. 285)"
- *Decreto Ministeriale dell'11-3-1988*
"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle opere di fondazione"
- *Decreto Ministeriale del 14-2-1992 **
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche". (G.U. 18-3-1992, N. 65)

Eurocodici

- *UNI EN 1993-1-1: 2005*
"Eurocodice 3, parte 1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali e regole per gli edifici".
- *UNI EN 1993-1-2: 2005*
"Eurocodice 3, parte 1-2 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Progettazione della resistenza all'incendio".
- *UNI EN 1993-1-3: 2007*
"Eurocodice 3, parte 1-3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo".
- *UNI ENV 1993-1-4: 2007*
"Eurocodice 3, parte 1-4 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Criteri supplementari per acciai inossidabili".

* *Metodo di calcolo alle tensioni ammissibili, con riferimento al § 2.7 delle Norme Tecniche del 2008*

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6 delle Norme Tecniche del 2008.

È ammesso il Metodo di verifica alle Tensioni Ammissibili limitatamente ai casi che ricalcano i seguenti criteri:

- costruzioni di tipo 1 (opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase costruttiva con vita nominale < 10 anni) e di tipo 2 (opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale con vita nominale > 50 anni);
- costruzioni di classe d'uso I (costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.) o di classe d'uso II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o in classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti);
- costruzioni in siti ricadenti in Zona 4.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle norme tecniche del 2008.

5. I 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 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Questi sono stati 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.

Sulla base delle verifiche effettuate in sito ed in conformità alle disposizioni normative vigenti si prevede per la realizzazione del progetto in analisi l'adozione dei materiali di seguito descritti.

Calcestruzzo

Nome: **C25/30**

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Classe di resistenza: C25/30

Descrizione:

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 2.500,0 kg/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 253,82 kg/cm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 26,08 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 18,25 kg/cm²

Modulo Elastico E_{cm} : 306.270,02 kg/cm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 12,17 kg/cm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 305,81 kg/cm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 335,40 kg/cm²

Resistenza media a flessione f_{cm} : 31,29 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 33,90 kg/cm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 143,83 kg/cm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 22,60 kg/cm²

Calcestruzzo

Nome: **C32/40**

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Classe di resistenza: C32/40

Descrizione:

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 2.500,0 kg/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 338,4 kg/cm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 31,6 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 22,1 kg/cm²

Modulo Elastico E_{cm} : 353.650,2 kg/cm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 14,7 kg/cm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 407,7 kg/cm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 420,0 kg/cm²

Resistenza media a flessione f_{cm} : 37,9 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 41,1 kg/cm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 191,8 kg/cm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 27,4 kg/cm²

Acciaio per cemento armato

Nome: **B450C**

Tipologia del materiale: acciaio per cemento armato

Descrizione:

Caratteristiche dell'acciaio

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} : 4.587,16 kg/cm²

Modulo elastico ES : 2.099.898,06 kg/cm²

Allungamento sotto carico massimo A_{gt} : 67,5 ‰

Coefficiente di omogeneizzazione n: 15

Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s : 1,15

Densità ρ : 7.800,0 kg/m³

Tensione ammissibile σ_s : 2.650,36 kg/cm²

6. Prove di accettazione

In questo paragrafo si riportano alcune indicazioni sui materiali impiegati per la realizzazione della costruzione al fine di garantire in fase di progetto la qualità e la resistenza degli stessi con riferimento a quanto richiesto nei capitoli 2 e 11 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008. Si forniscono in particolare importanti indicazioni in merito alle prove di accettazione del calcestruzzo, fornendo una stima del numero minimo di prelievi da effettuare per rendere attendibile la prova. E' compito del direttore dei lavori, rispetto ai criteri di accettazione dei materiali da costruzione, acquisire e verificare la documentazione di qualificazione e la marcatura CE dei materiali.

Controlli di qualità del calcestruzzo

Prelievo dei campioni

La seguente indicazione è una stima preventiva del numero di prelievi minimi di calcestruzzo da eseguire per attestare le caratteristiche dei materiali in uso; sarà compito del Direttore dei Lavori attestare che il prelievo di calcestruzzo sia effettuato in sua presenza, o in presenza di una persona da lui incaricata, e che siano così preparati i provini necessari in conformità a quanto prescritto dalle norme UNI EN 12390-1: 2002 e UNI EN 12390-2: 2002.

| Classe | Quantità [m ³] | n° prelievi | Rck [kg/cm ²] |
|--------------|-------------------------------|-------------|------------------------------|
| Non presenti | | | |

Controllo di tipo A (§ 11.2.5.1 delle NTC 2008)

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Ne risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Controllo di tipo B (§ 11.2.5.2 delle NTC 2008)

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B). Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo. Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³. Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo anche distribuzioni diverse dalla normale. Si deve individuare la legge di distribuzione più corretta ed il valor medio unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). In questo caso la resistenza minima di prelievo R1 dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%.

Per calcestruzzi con coefficiente di variazione (s / R_m con s scarto quadratico medio e R_m resistenza media dei prelievi) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al §11.2.6 delle NTC 2008. Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3.

Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera

Al fine di validare, ma non sostituire, le prove di accettazione effettuate vengono riportate le prove previste per il calcestruzzo in opera.

L'analisi e la progettazione dell'opera non hanno alcun riferimento a elementi strutturali in cemento armato esistenti. Pertanto non viene prevista alcuna prova per il calcestruzzo in opera.

Prove complementari

Vengono qui riportate anche le prove eseguite per condizioni particolari di utilizzo e di messa in opera del calcestruzzo.

In fase progettuale non viene definita, né prevista, alcuna prova complementare di resistenza rispetto alle prove di accettazione del calcestruzzo già indicate.

7. Durabilità

Per garantire il requisito di durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si delineano qui di seguito le condizioni ambientali del sito dove sorgerà la costruzione. Tali condizioni possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III delle NTC 2008, con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

| | |
|------------------|-----------------------------------|
| Ordinarie | X0, XC1, XC2, XC3, XF1 |
| Aggressive | XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3 |
| Molto aggressive | XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4 |

Prospetto delle classi di esposizione in funzione delle condizioni ambientali (riferimento a UNI EN 206-1)

| | |
|-----|--|
| X0 | Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto |
| XC1 | Asciutto o permanentemente bagnato |
| XC2 | Bagnato, raramente asciutto |
| XC3 | Umidità moderata |
| XC4 | Ciclicamente asciutto e bagnato |
| XD1 | Umidità moderata |
| XD2 | Bagnato, raramente asciutto |
| XD3 | Ciclicamente asciutto e bagnato |
| XS1 | Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua |
| XS2 | Permanentemente sommerso |
| XS3 | Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea |
| XF1 | Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante |
| XF2 | Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante |
| XF3 | Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante |
| XF4 | Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare |
| XA1 | Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1 |
| XA2 | Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1 |
| XA3 | Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1 |

Facendo riferimento a quanto indicato negli estratti normativi per l'individuazione e la classificazione delle condizioni ambientali, il sito di realizzazione dell'opera è classificabile come XC1.

L'opera infatti non è influenzata da particolari condizioni idrologiche e le parti strutturali in cemento armato risultano sufficientemente schermate in misura delle variazioni termogrometriche previste.

In termini di protezione contro la corrosione delle armature metalliche l'ambiente è quindi definito come 'Ordinario'.

Copriferro minimo e regole di maturazione.

In fase di progetto vengono quindi prescritti, ai fini della durabilità dell'opera, i valori di copri ferro minimo e le regole di maturazione del calcestruzzo impiegato.

Eventuali prove di durabilità

Vengono inoltre previste le seguenti prove di penetrazione agli agenti aggressivi e di permeabilità, secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 12390-8: 2002.

In fase progettuale non viene definita alcuna prova specifica di durabilità. La previsione di queste prove e la definizione attuativa delle stesse viene demandata al tecnico eventualmente incaricato di effettuarle, nelle modalità e con la definizione tecnologica più appropriata definibili al momento dell'incarico.

8. Caratteristiche dell'Analisi e del Codice di Calcolo

L'analisi strutturale del progetto e le relative verifiche effettuate sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. In conformità con quanto richiesto dalle NTC 2008 § 10.2 si riportano di seguito le caratteristiche riguardanti la tipologia di analisi svolta ed il codice di calcolo utilizzato.

8.1 Analisi svolta

| | |
|--------------------------------------|--|
| Tipo di analisi svolta | Analisi statica lineare |
| Metodo numerico adottato | Metodo di calcolo agli elementi finiti |
| Solutore ad elementi finiti adottato | Xfinest di Harpaceas |
| Metodo di verifica | Agli stati limite ultimi |

8.2 Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

| | |
|--------------------------------------|---|
| Software | TRAVILOG TITANIUM 4 17 |
| Autore, produttore e distributore | Logical Soft s.r.l – via Garibaldi 253, 20033 Desio (MB) |
| Solutore ad elementi finiti adottato | Xfinest di Harpaceas |

8.3 Caratteristiche dell'Elaboratore

| | |
|-------------------|--|
| Sistema Operativo | Sistema Operativo Nome: Microsoft Windows 7 Professional Versione: 6.1.7601.65536 RAM: 8063 MByte |
| Processore | Processore computer Tipo CPU: Intel(R) Core(TM) i7-4790 CPU @ 3.60GHz Intel64 Family 6 Model 60 Stepping 3 Velocità CPU: 3601 MHz |
| Scheda Video | Scheda grafica Descrizione: Intel(R) HD Graphics 4600 Versione Driver: 10.18.14.4264 Modalità video: 1920 x 1080 x 4294967296 colori Processore video: Intel(R) HD Graphics Family Accelerazione: sconosciuta RAM: 1.024 MByte |

(cfr. NTC2008 - § 10.2)

8. Descrizione del codice di calcolo

In questo paragrafo si fornisce un inquadramento teorico relativo alle metodologie di calcolo ed all'impostazione generale impiegata nel software di calcolo ad elementi finiti *TRAVILOG TITANIUM 3*, utilizzato nella modellazione della struttura.

Codice di calcolo

Il codice di *TRAVILOG TITANIUM 3* è stato sviluppato da Logical Soft s.r.l. in linguaggio Visual Studio 2008 e .Net Framework 2.0 e non può essere modificato o manipolato dall'utente. In allegato alla relazione si accludono alcuni test effettuati al fine di certificare l'affidabilità del codice di calcolo relativamente ad alcuni semplici casi prova, riportando analisi teorica, soluzione fornita da *TRAVILOG TITANIUM 3* ed altro codice di calcolo di confronto. Il solutore a elementi finiti utilizzato dal programma è Xfinest 8.1, prodotto da Harpaceas s.r.l. La bontà del solutore è certificata direttamente da CEAS s.r.l., produttore di XFinest 8.1. Per maggiori dettagli in merito si consiglia di consultare le specifiche relative al solutore di calcolo.

Metodo numerico adottato

Il software esegue l'analisi della struttura tramite **metodo di calcolo agli elementi finiti**, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti. Da queste relazioni il programma assembla quindi la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

Caratteristiche del modello

Ogni telaio, realizzato con materiali caratterizzati da comportamento perfettamente elastico, è modellato con 2 tipologie di elemento finito:

- **Tipo asta**, adatto per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento unidirezionale.

L'elemento asta è calcolato mediante funzioni di forma cubiche. Le matrici di rigidezza e di massa associate all'elemento sono costituite sulla base della teoria delle travi snelle, tipo Eulero – Bernoulli. Il programma mostra i diagrammi delle azioni interne discretizzando l'elemento in 17 punti di calcolo.

Se l'asta ha proprietà di suolo elastico, il software valuta le azioni interne e le pressioni sul terreno secondo la teoria delle travi su suolo elastico alla Winkler.

L'elemento finito di XFinest, al cui manuale si rimanda per maggiori dettagli, è l'elemento MBEAM.

- **Tipo shell** (elemento finito tipo QF46) per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento bidimensionale.

Il tipo di elemento utilizzato può lavorare in regime membranale e flessionale e, grazie alla linearità del sistema, i due effetti possono essere considerati separatamente.

L'elemento finito QF46 utilizzato è isoparametrico, basato sulla teoria dei gusci secondo Mindlin – Reissner. E' adatto sia per gusci spessi che sottili, non contiene modi spuri, consente di valutare i tagli fuori piano e può degenerare in un triangolo. Tutte le componenti del tensore delle deformazioni sono integrate nel piano medio con ordine di integrazione gaussiana 2×2 . Per maggiori dettagli si può fare riferimento al manuale di XFinest.

Tipologie di analisi svolte dal software

La scelta del metodo di analisi è effettuata dal progettista a seconda delle prescrizioni previste dalla normativa. Tali prescrizioni dipendono in generale dalla destinazione d'utilizzo della struttura, dalla forma in pianta e dallo sviluppo in altezza della stessa, nonché dalla zona sismica di riferimento. Il software esegue i seguenti metodi di analisi:

- **Analisi statica.** La struttura è soggetta a carichi statici, distribuiti o concentrati, applicati alle aste, ai nodi o agli elementi shell.

L'equazione risolvente in tal caso ha la seguente forma:

$$F = K x$$

dove:

F è il vettore dei carichi agenti sulla struttura

K è la matrice di rigidezza

x è il vettore di spostamenti e rotazioni (gradi di libertà del sistema).

- **Analisi sismica statica.** Se la struttura possiede le caratteristiche previste dalla normativa, l'azione del sisma può essere modellata con un sistema di forze di piano equivalenti, valutate e assegnate in funzione della rigidezza degli elementi. La precedente diventa pertanto:

$$F + F_s = K x$$

dove:

F_s è il vettore dei carichi sismici equivalenti agenti sulla struttura, valutati in base alle relative norme di riferimento.

- **Analisi sismica dinamica modale.** In questo caso il programma valuta un comportamento inerziale della struttura, attribuendo un'accelerazione al sistema di riferimento terreno, secondo uno spettro sismico previsto dalla normativa in funzione della classificazione del territorio e altri parametri.

$$M \ddot{x} + K x = - M u$$

dove:

M è la matrice di massa della struttura

K è la matrice di rigidezza

U è il vettore delle accelerazioni imposte

Gli effetti dinamici dovuti al comportamento inerziale della struttura e l'effetto dei carichi statici vengono successivamente combinati, secondo opportuni coefficienti stabiliti dalla norma.

Formulazione del metodo

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'analisi di tipo lineare. In questo caso la matrice di rigidezza non varia durante lo sviluppo dell'analisi, considerando l'approssimazione per piccoli spostamenti. Sotto tali ipotesi valgono i seguenti benefici:

- Vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Non influisce la sequenza di applicazione dei carichi sulla struttura.
- La precedente storia di carico della struttura non ha alcuna influenza, pertanto gli sforzi residui possono essere trascurati.

L'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti permette di considerare indipendentemente le ipotesi di carico elementari, per poi combinarle secondo opportuni coefficienti di partecipazione. In questo modo è possibile calcolare la risposta come una combinazione lineare di carichi elementari, rendendo il processo di analisi estremamente efficiente. Le non linearità trascurate in questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Non linearità dovuta a effetti geometrici. Grandi spostamenti e rotazioni possono introdurre significativi cambiamenti di forma e orientamento, variando drasticamente la rigidezza totale della struttura.
- Non linearità delle caratteristiche dei materiali, legate al legame costitutivo o a eventuali anisotropie.
- Non linearità delle condizioni di vincolo.
- Non linearità dei carichi. La direzione di applicazione può variare in funzione della deformata della struttura.

Metodo di risoluzione del problema dinamico

La risoluzione del problema dinamico a n gradi di libertà si basa su un **metodo di sovrapposizione modale**. Tale metodo permette di trasformare un sistema di equazioni accoppiate a un sistema di equazioni disaccoppiate, utilizzando le proprietà di ortogonalità di autovalori e autovettori, ovvero i modi di vibrare della struttura. Lo studio della struttura non necessita dell'estrazione di tutti gli autovalori, ma solo di una parte significativa di essi, secondo limiti previsti dalle norme. Il metodo utilizzato dal software per l'estrazione degli autovalori è il metodo di *Lanczos*, adatto anche per matrici non simmetriche a termini complessi. Nel calcolo della risposta sismica i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati secondo il metodo *CQC*, che consente di tener conto delle singole componenti modali X_k , ottenute da una combinazione quadratica delle componenti X_{kj} secondo opportuni coefficienti.

Metodi di verifica svolti dal software

TRAVILOG TITANIUM 3 è in grado di eseguire analisi di sezioni e di verificare il comportamento delle strutture secondo due metodi principali di verifica:

- **Tensioni ammissibili.** I carichi sono applicati alla struttura con il loro valore nominale. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per opportuni coefficienti ottenendo delle tensioni massime a cui potranno lavorare i materiali stessi. Tali tensioni risultano al di sotto del limite elastico convenzionale.
- **Stati limite.** Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per dei coefficienti di sicurezza ottenendo dei valori limite in campo plastico. I carichi di esercizio, accidentali o permanenti vengono incrementati secondo opportuni coefficienti definiti dalla normativa (vedi in seguito). Il programma valuta diverse condizioni di stato limite:
 - o **Stato limite ultimo.** La normativa prevede in questo caso che la struttura sia soggetta in condizioni straordinarie a carichi che possano causare il collasso della stessa, quali ad esempio l'evento sismico.
 - o **Stato limite di esercizio.** Anche in questo caso il calcolo della struttura è effettuato incrementando i carichi secondo opportuni coefficienti. A differenza del caso precedente però la struttura è soggetta a carichi in condizioni di esercizio, sotto l'azione dei quali devono prodursi deformazioni controllate, che non impediscano il funzionamento previsto. Esistono tre diverse condizioni di esercizio: **Rara, Frequente, Quasi permanente.**
 - o **Stato limite di danno.** È il caso in cui la struttura è soggetta a forze di natura sismica. La verifica al danno è da effettuarsi sugli spostamenti.

La scelta dell'uno o dell'altro metodo dipende dalle prescrizioni previste dalle normative vigenti.

Sistemi di riferimento

Il programma possiede 2 diversi tipi di sistema di riferimento:

- **Riferimento globale.**

Il sistema di riferimento è definito da una terna cartesiana destrorsa, valido per tutti gli elementi della struttura e non dipende dal particolare orientamento di parti di essa.

I vincoli esterni, le reazioni vincolari e gli spostamenti nodali calcolati sono riferiti alla terna globale



La terna di riferimento globale

- **Riferimento locale.**

In questo caso il sistema di riferimento è ancora definito da una terna cartesiana destrorsa, l'orientamento del quale varia elemento per elemento. Le azioni interne sono sempre riferite alla terna locale

- o **Riferimento locale per le Aste.** Per l'elemento asta la direzione x è coincidente con l'asse baricentrico dell'asta stessa, mentre y e z sono perpendicolari ad x e diretti secondo gli assi principali d'inerzia della sezione assegnata all'asta. Secondo l'impostazione di default y è diretto secondo la direzione di azione del peso, a meno di rotazioni assegnate alla sezione. Selezionando un'asta TRAVILOG TITANIUM 3 mostra la terna locale: asse locale X rosso, asse locale Y verde, asse locale Z blu.



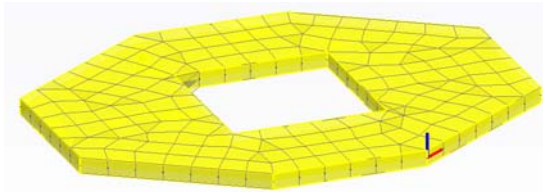
Terna locale dell'elemento asta

- o **Riferimento locale per gli elementi shell.** Per gli elementi bidimensionali TRAVILOG TITANIUM 3 trasforma le azioni interne in un unico sistema di riferimento.

Il riferimento adottato dipende da come vengono costruiti i macro elementi dai quali verrà generata automaticamente la mesh di calcolo:

Elemento poligonale. Si tratta di un macro elemento poligonale o quadrangolare a mesh regolare. La terna locale è così definita:

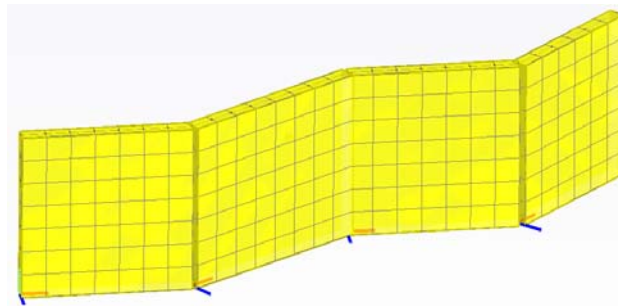
asse X locale (rosso) con origine nel primo nodo cliccato e in direzione primo nodo – secondo nodo. Asse Y locale (verde) ortogonale a X locale, complanare all'elemento ed in direzione del terzo nodo. Asse Z locale (blu) ortogonale al macro elemento. Per questo tipo di elemento è anche possibile definire fori poligonali. La mesh può essere generata manualmente (solo per elementi quadrangolari) o automaticamente.



Esempi terna locale elemento poligonale ed elemento quadrangolare

Elemento estruso (Muro o Nucleo):

Si tratta di un macro elemento a mesh regolare generato per estrusione in direzione delle forze peso a partire da una traccia. Per ciascuna faccia piana la terna locale è definita nel seguente modo: Asse locale X (rosso) lungo i nodi della traccia. Asse locale Y (verde) diretto come la direzione di estrusione. Asse locale Z (blu) ortogonale alla faccia a formare una terna destra con X e Y.



Esempio terne locali elemento nucleo estruso

9. Azioni e Carichi sulla struttura

Con riferimento al paragrafo 2.5.1.3 delle NTC 2008, le azioni che investono la struttura sono classificate in relazione alla durata della loro presenza nell'arco della vita di progetto come:

- *permanenti* (G): azioni con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, tra le quali:
 - 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);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- *variabili* (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;
- *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

L'effetto delle azioni viene valutato ai fini delle verifiche con l'approccio semiprobabilistico agli stati limite, secondo diverse combinazioni:

- **Combinazione fondamentale SLU** dei carichi, impiegata per gli stati limite ultimi (nei risultati SLU statica)
$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$
- **Combinazione caratteristica CA rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili (nei risultati SLE rara)
$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$
- **Combinazione frequente FR**, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili (nei risultati SLE frequente)
$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$
- **Combinazione quasi permanente QP**, impiegata per gli effetti a lungo termine (nei risultati SLE quasi permanente)
$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$
- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (nei risultati SLU sisma)
$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Dettagli per la combinazione sismica

La valutazione dell'azione sismica E è condotta secondo le specifiche del capitolo 3.2 e in accordo con le prescrizioni del capitolo 7.3.3 delle NTC 2008 per i tipi di analisi sismica lineare sia dinamica che statica.

I risultati così ottenuti per ciascuna direzione, X e Y (eventualmente anche Z), vengono poi combinati secondo le indicazioni del capitolo 7.3.5 delle NTC 2008, ovvero vengono sommati i contributi secondo il seguente criterio:

$$E1 = 1,00 \times Ex + 0,30 \times Ey + 0,30 \times Ez$$

$$E2 = 0,30 \times Ex + 1,00 \times Ey + 0,30 \times Ez$$

$$E3 = 0,30 \times Ex + 0,30 \times Ey + 1,00 \times Ez$$

la rotazione dei coefficienti moltiplicativi permette l'individuazione degli effetti più gravosi, la direzione Z è opzionale in virtù delle prescrizioni al paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008.

Nella verifica allo stato limite ultimo si distinguono le combinazioni **EQU**, **STR** e **GEO** (cfr NTC 2008 § 2.6.1), rispettivamente definite come: stato limite di equilibrio EQU, che considera la struttura ed il terreno come corpi rigidi; stato limite di resistenza della struttura STR, da riferimento per tutti gli elementi strutturali, e stato limite di resistenza del terreno GEO.

Nelle verifiche STR e GEO possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali: per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza complessiva, nell'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale.

Coefficienti parziali per le azioni [cfr. NTC 2008 Tabella 2.6.I].

| | | Coefficiente γ_f | EQU | STR | GEO |
|------------------------------------|-------------|----------------------------|-----|-----|-----|
| Carichi permanenti | Favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali | Favorevoli | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Carichi variabili | Favorevoli | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

Le Norme Tecniche prescrivono i valori dei coefficienti ψ in dipendenza dalle caratteristiche della funzione di ripartizione di ciascuna azione: si ammette infatti che, assieme alle azioni permanenti, esistano combinazioni di azioni in cui una sola azione è presente al valore caratteristico mentre le altre hanno intensità ridotte $\psi_0 Q_k$.

Le categorie di azioni variabili ed i rispettivi coefficienti di combinazione utilizzati nell'applicazione dei carichi al modello sono riportati nella tabella seguente:

| Destinazione d'uso/azione | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|--|----------|----------|----------|
| Permanenti | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Permanenti non strutturali | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Categoria A (domestici e residenziali) | 0,70 | 0,50 | 0,30 |
| Categoria B (uffici) | 0,70 | 0,50 | 0,30 |
| Categoria C (aree di congresso) | 0,70 | 0,70 | 0,60 |
| Categoria D (aree di acquisto) | 0,70 | 0,70 | 0,60 |
| Categoria E (magazzini, Archivi, scale) | 1,00 | 0,90 | 0,80 |
| Categoria F (Peso veicoli $\leq 30kN$) | 0,70 | 0,70 | 0,60 |
| Categoria G (Peso veicoli $\leq 160kN$) | 0,70 | 0,50 | 0,30 |
| Categoria H (tetti) | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Carichi da Neve | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Carichi da Neve sotto 1000m | 0,50 | 0,20 | 0,00 |
| Carichi da Vento | 0,60 | 0,20 | 0,00 |
| Variazioni Termiche | 0,60 | 0,50 | 0,00 |

Dettagli per le combinazioni di calcolo ed il progetto dell'armatura.

Per il progetto e la verifica della armature vengono distinti i risultati dell'analisi in condizione statica da quelli dell'analisi sismica.

Progetto dell'armatura in condizione statica

Il progetto iniziale dell'armatura è condotta considerando i risultati di ciascuna combinazione delle azioni di calcolo in condizione statica, ovvero vengono considerati ed involuppati i risultati massimi e minimi delle seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale SLU
- Combinazione SLE caratteristica rara
- Combinazione SLE frequente
- Combinazione SLE quasi permanente

Per ciascuna combinazione elencata vengono valutate le distinte configurazioni di carico distinguendo i diversi gruppi di carico e considerando tutte le possibili varianti secondo i metodi del calcolo combinatorio ottenendo così $2^n + 1$ combinazioni, dove 'n' coincide con il numero di carichi accidentali considerati nell'analisi, qui di seguito un esempio esplicativo.

| | |
|---------------------------------|---|
| Carico permanente | P |
| Carico accidentale residenziale | A |

Le combinazioni dedotte sono:

| | |
|-----|--|
| P | solo carico permanente |
| P A | carico permanente + carico accidentale A |

Inoltre per le combinazioni SLU e SLE caratteristica vengono individuate in aggiunta le permutazioni di tali configurazioni aventi di volta in volta un carico accidentale principale differente fra quelli considerati, qui di seguito un esempio esplicativo.

| | |
|---------------------------------|----|
| Carico permanente | P |
| Carico accidentale residenziale | A1 |
| Carico accidentale tipo neve | A2 |
| Carico accidentale tipo vento | A3 |

Le combinazioni dedotte sono:

| | |
|------------|--|
| P | solo carico permanente |
| P A1 | carico permanente + carico accidentale A1 |
| P A2 | carico permanente + carico accidentale A2 |
| P A3 | carico permanente + carico accidentale A3 |
| P A1 A2 | carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A2 |
| P A2 A1 | carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 (principale) |
| P A1 A3 | carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A3 |
| P A3 A1 | carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A3 (principale) |
| P A2 A3 | carico permanente + carico accidentale A2 (principale) + carico accidentale A3 |
| P A3 A2 | carico permanente + carico accidentale A2 + carico accidentale A3 (principale) |
| P A1 A2 A3 | carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A2 + carico accidentale A3 |
| P A2 A1 A3 | carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 (principale) + carico accidentale A3 |
| P A3 A1 A2 | carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 + carico accidentale A3 (principale) |

Le effettive combinazioni generate per i diversi stati limite sono riportate nei paragrafi seguenti.

Per gli elementi trave e pilastro vengono involuppati i risultati di ciascuna combinazione e vengono individuati i valori massimi e minimi dando luogo alle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima per l'azione assiale N,
- massima e minima per le azioni di flessione attorno agli assi principali di inerzia di ciascun elemento Mz e My,
- massima e minima per le azioni taglianti lungo gli assi principali d'inerzia Tz e Ty.

Nella progettazione delle armature di travi e pilastri queste 6 sollecitazioni (N^+ , N^- , Mz^+ , Mz^- , My^+ , My^-) vengono considerate in condizione di pressoflessione deviata e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- N^+ , Mz^+ , My^+
- N^+ , Mz^+ , My^-
- N^+ , Mz^- , My^+
- N^+ , Mz^- , My^-
- N^- , Mz^+ , My^+
- N^- , Mz^+ , My^-
- N^- , Mz^- , My^+
- N^- , Mz^- , My^-

Per il progetto delle sezioni a taglio vengono individuati i valori massimi in modulo per ciascuna direzione principale scegliendo tra i valori involuppati di progetto (T_z^+ , T_z^- , T_y^+ , T_y^-).

Per gli elementi shell vengono individuati i seguenti valori di progetto:

- massimi e minimi per le tensioni membranali σ_x e σ_y ,
- massimi e minimi per le tensioni membranali τ_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni flessionali M_x , M_y e M_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni taglianti T_{zx} e T_{zy} .

Il progetto dell'armatura degli elementi shell di tipo piastra è condotto valutando i valori massimi e minimi delle azioni involupate di flessione M_x , M_y e M_{xy} . Gli elementi bidimensionali a comportamento membranale vengono progettati combinando le sollecitazioni involupate in un calcolo sezionale indipendente.

Progetto dell'armatura in condizione sismica

L'armatura progettata in condizione statica è verificata ed integrata con i risultati della combinazione sismica (anche SLU sisma) e secondo le specifiche delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, § 7.4.

I risultati dell'azione sismica E danno luogo a sollecitazioni involupate e prive di segno in accordo con la combinazione quadratica completa (CQC, § C7.3.3 della Circolare Ministeriale 617 del 2009) necessarie per considerare le correlazioni tra i massimi contributi modali. La combinazione dei risultati nelle diverse direzioni, attraverso gli opportuni coefficienti di interazione, dà luogo alla combinazione sismica più gravosa (E1, E2, E3).

Per la progettazione di travi e pilastri la componente E della combinazione sismica individuata viene considerata positiva e negativa; la combinazione sismica dà luogo quindi alle sollecitazioni di progetto le quali vengono considerate in condizione di pressoflessione deviata (NE^+ , NE^- , $ME1^+$, $ME1^-$, $ME2^+$, $ME2^-$) e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- NE^+ , MEz^+ , MEy^+
- NE^+ , MEz^+ , MEy^-
- NE^+ , MEz^- , MEy^+
- NE^+ , MEz^- , MEy^-
- NE^- , MEz^+ , MEy^+
- NE^- , MEz^+ , MEy^-
- NE^- , MEz^- , MEy^+
- NE^- , MEz^- , MEy^-

Per il progetto delle sezioni a taglio vengono individuati i valori massimi in modulo per ciascuna direzione principale scegliendo tra i valori involuppati di progetto (TEz^+ , TEz^- , TEy^+ , TEy^-).

Per gli elementi shell vengono individuati i seguenti valori di progetto:

- massimi e minimi per le tensioni membranali σ_x e σ_y ,
- massimi e minimi per le tensioni membranali τ_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni flessionali M_x , M_y e M_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni taglianti T_{zx} e T_{zy} .

Il progetto dell'armatura degli elementi shell di tipo piastra è condotto valutando i valori massimi e minimi delle azioni involupate di flessione M_x , M_y e M_{xy} . Gli elementi bidimensionali a comportamento membranale vengono progettati combinando le sollecitazioni involupate in un calcolo sezionale indipendente.

9.1 Combinazioni SLU statica

1,3*Permanenti+1,5*Carichi da Vento

1*Permanenti+1,5*Carichi da Vento

1,3*Permanenti

1*Permanenti

9.2 Combinazioni SLE caratteristica

1*Permanenti+1*Carichi da Vento

1*Permanenti

9.3 Combinazioni SLE frequente

1*Permanenti+0,2*Carichi da Vento

1*Permanenti

9.4 Combinazioni SLE quasi permanente

1*Permanenti

9.5 Analisi dei carichi

L'edificio è soggetto a carichi esterni dovuti alla presenza di elementi non strutturali ed alla distribuzione di carichi permanenti e accidentali. I carichi di superficie agenti sui solai sono riassumibili nelle seguenti analisi di carico per le quali si esprime nel dettaglio la composizione.

L'analisi dei carichi considera oltre alla spinta delle terre delle zone di riempimento, un carico variabile sulla piazza di 400 kg/mq per folla.

10. Dati azione sismica

10.1 Caratteristiche del sito

Comune: Castronno

Provincia: VA

Longitudine: 8° 48' 51" est

Latitudine: 45° 44' 48" N

Categoria di sottosuolo: B

Amplificazione topografica: T1

10.2 Caratteristiche dell'edificio

Vita nominale Vn: 50 anni

Classe d'uso: II

Coefficiente d'uso Cu: 1

Periodo di riferimento VR: 50,00 anni

| | PVR | TR | ag | F0 | TC* |
|---|------|--------|------|------|------|
| Stato Limite di Operatività | 81 % | 30,00 | 0,15 | 2,57 | 0,16 |
| Stato Limite di Danno | 63 % | 50,00 | 0,19 | 2,55 | 0,17 |
| Stato Limite di Salvaguardia della Vita | 10 % | 475,00 | 0,39 | 2,65 | 0,28 |
| Stato Limite di Prevenzione del Collasso | 5 % | 975,00 | 0,48 | 2,68 | 0,31 |

10.3 Parametri sismici

Componente orizzontale

Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1

Fattore di utilizzazione dello spettro elastico η : 1

| | SS | S | CC | TB | TC | TD |
|---|------|------|------|------|------|------|
| Stato Limite di Operatività | 1,80 | 1,80 | 3,13 | 0,17 | 0,50 | 1,66 |
| Stato Limite di Danno | 1,80 | 1,80 | 3,03 | 0,17 | 0,52 | 1,68 |
| Stato Limite di Salvaguardia della Vita | 1,80 | 1,80 | 2,34 | 0,22 | 0,67 | 1,76 |
| Stato Limite di Prevenzione del Collasso | 1,80 | 1,80 | 2,25 | 0,23 | 0,70 | 1,79 |

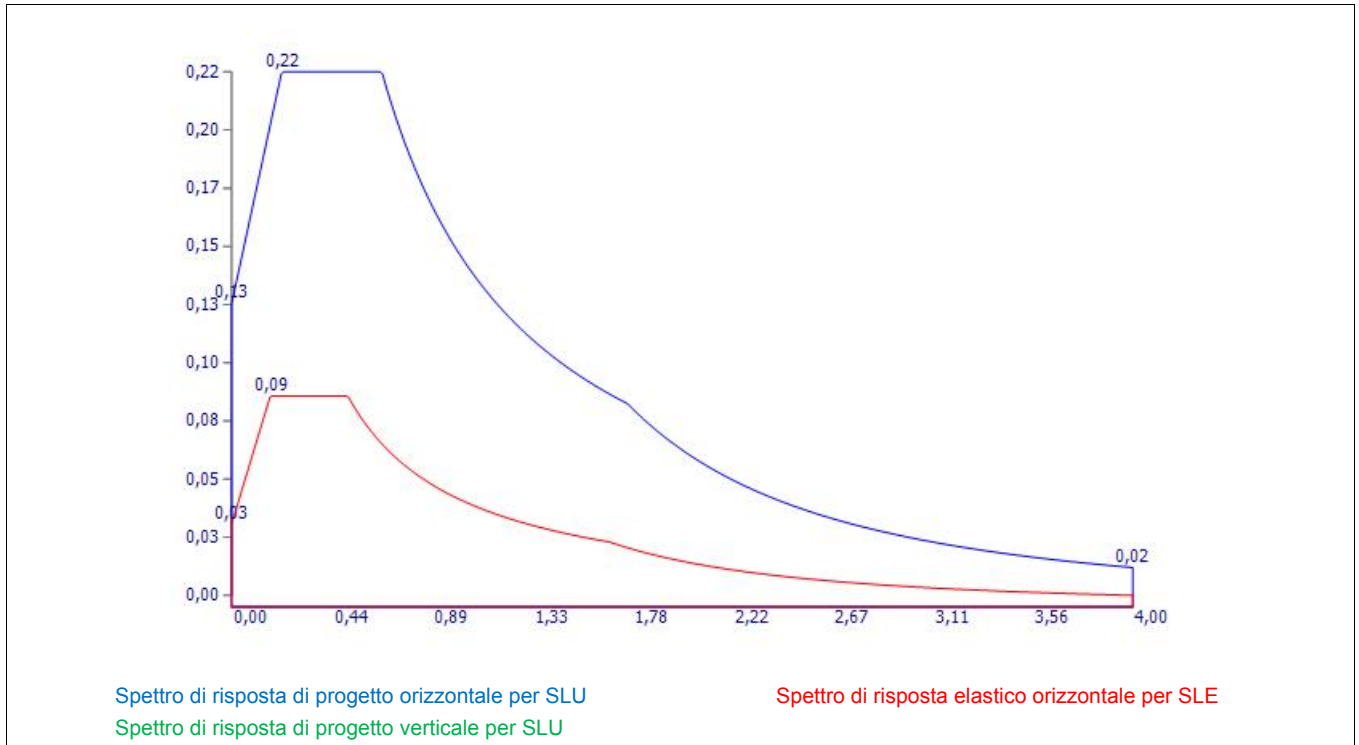
Componente verticale

| | SS | S | TB | TC | TD | Fv |
|--|-----|------|------|------|-----|------|
| Parametri dello spettro di risposta elastico verticale | 1,0 | 1,80 | 0,05 | 0,15 | 1,0 | 2,25 |

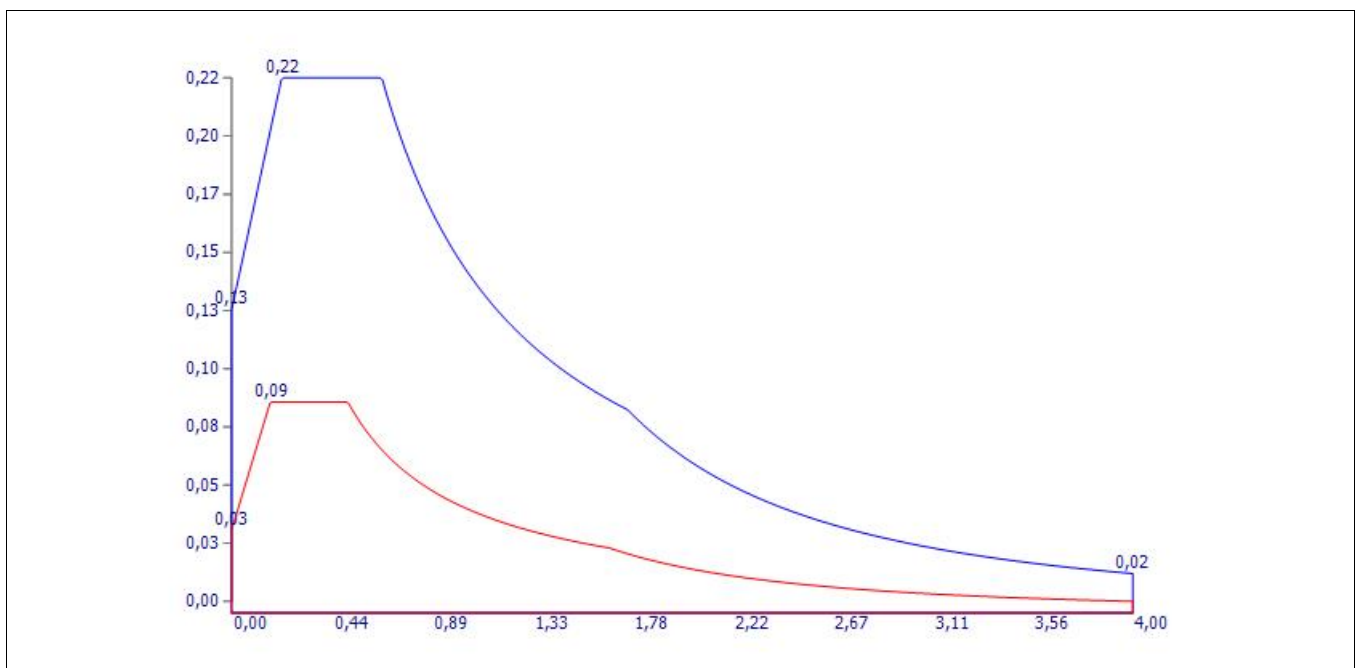
- con
- SS coefficiente di amplificazione stratigrafica
 - S coefficiente di amplificazione topografica e stratigrafica
 - F0 fattore di amplificazione spettrale massima su sito rigido orizzontale
 - Fv fattore di amplificazione spettrale massima
 - TC periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, in [s]
 - TB periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, in [s]
 - TD periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, in [s]

10.4 Spettro di risposta in accelerazione

Direzione X



Direzione Y



Spettro di risposta di progetto orizzontale per SLU
Spettro di risposta di progetto verticale per SLU

Spettro di risposta elastico orizzontale per SLE

10.5 Fattore di struttura (NTC 2008 §7.3.1)

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale.

Il calcolo del fattore di struttura avviene con la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w assunto pari ad 1 per strutture a telaio e miste equivalenti a telaio o calcolato come $(1+\alpha_0)/3$ per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti e torsionalmente deformabili.

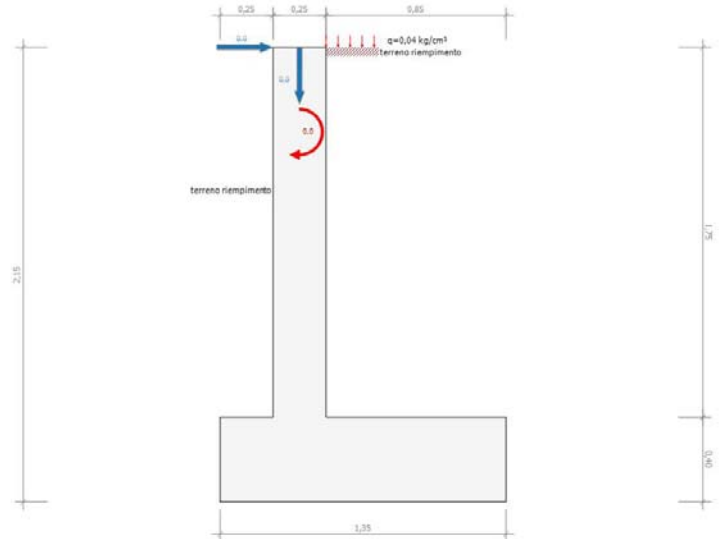
Parametri di calcolo

| | |
|--|--|
| Classe di duttilità: - bassa | Regolarità in pianta: - si |
| Tipologia di modello strutturale: - elementi asta e shell | Rapporto di sovrarresistenza α_u/α_1 (NTC 2008 § 7.4.3.2): - |
| Tipologia strutturale: - telaio | Fattore di struttura massimo q_0 (NTC 2008 Tab 7.4.I): - 1.5 |
| Regolarità in altezza: - si | Fattore riduttivo K_R : - |
| Rapporto tra altezza a larghezza delle pareti α_0 : - 0.2 | Fattore correttivo k_w : - |
| Fattore di struttura q_x – componente orizzontale in direzione X: 1,5 (valore imposto) | |
| Fattore di struttura q_y – componente orizzontale in direzione Y: 1,5 (valore imposto) | |
| Fattore di struttura q – componente verticale: 1,5 | |
| Coefficiente di amplificazione dell'azione sismica in direzione X: 1 | |
| Coefficiente di amplificazione dell'azione sismica in direzione Y: 1 | |

2 Dati del muro di sostegno - h= 175 - prospetto "2"

1 Geometria del muro

NOME DEL MURO:
Muro.TTMro



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2008

| Dimensioni del Muro: | | | | | |
|------------------------------|----|--------|-------------------------------------|----|--------|
| Altezza | H | 1,75 m | | | |
| Larghezza | I | 0,25 m | | | |
| Risega interna | Ri | 0,00 m | | | |
| Risega esterna | Re | 0,00 m | | | |
| Lunghezza | L | 2,00 m | | | |
| Dimensioni della Fondazione: | | | Dimensioni del Dente di fondazione: | | |
| Altezza | h | 0,40 m | Dente: | No | |
| Larghezza | I | 1,35 m | Altezza | a | 0,00 m |
| Mensola interna | Mi | 0,85 m | Larghezza | b | 0,00 m |
| Mensola esterna | Me | 0,25 m | Posizione | x | 0,00 m |

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

| Strato | Tipo di materiale | Altezza [m] |
|--------|---------------------|-------------|
| 1 | terreno riempimento | 2,15 |

TERRENO ESTERNO:

| Tipo di materiale | Altezza sul piano di imposta fondazione | % Spinta passiva |
|-------------------|---|------------------|
|-------------------|---|------------------|

| | [m] | [%] |
|---------------------|------|-----|
| terreno riempimento | 1,00 | 0,0 |

Ai fini della verifica allo scivolamento, data la conformazione della struttura e la presenza del terrapieno esterno compiutamente costipato, viene assunta una percentuale di spinta passiva mobilizzata pari al 25%.

Tutte le verifiche statiche sono state condotte comunque a favore di sicurezza non considerando detta spinta passiva.

TERRENO DI FONDAZIONE:

| Tipo di materiale | Affondamento dal piano campagna originario [m] |
|-------------------|--|
| Castronno | 1,00 |

FALDA

| | | |
|---|----|--------|
| Altezza falda (da piano imposta fondazioni) | zw | 0,00 m |
|---|----|--------|

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

| Descrizione | N [kg] | T [kg] | M [kg m] | q [kg/cm ²] |
|-----------------|--------|--------|----------|-------------------------|
| Carichi esterni | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,040 |

AZIONE SISMICA

| | |
|--|--|
| Caratteristiche del sito | |
| Comune: Castronno | Provincia: |
| Longitudine: 8,814 ° | Latitudine: 45,747 ° |
| Categoria di sottosuolo: B | Amplificazione topografica: T1 |
| Caratteristiche dell'edificio | |
| Coefficiente d'uso Cu: 1,0 | Classe d'uso: II |
| Accelerazione al suolo | |
| Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,000 | Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1,200 |
| Accelerazione ag: 0,380 m/s ² | |

3 Risultati : Approccio 1 – Combinazione 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,430 | 0,000 | 1.544,6 | 377,8 | 1.590,1 | 0,72 | 13,7 |

SPINTA SISMICA

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Δ Spinta H [kg] | Δ Spinta V [kg] | DeltaSpinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|------------------------|------------------------|------------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,436 | 0,000 | 16,4 | 4,0 | 16,8 | 0,72 | 13,7 |

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,430 | 0,000 | 1.023,3 | 250,3 | 1.053,5 | 0,58 | 13,7 |

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

| Descrizione terreno | Kp | % Spinta passiva | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 2,985 | 0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 |

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

| Peso muro [kg] | Peso soletta fondazione [kg] | Peso terreno interno [kg] | Peso terreno esterno [kg] | Sovraccarico [kg] |
|----------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 1.093,8 | 1.350,0 | 2.380,0 | 440,0 | 0,0 |

4 Risultati : Approccio 1 – Combinazione 1

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 1.656,9 | 506,6 | 1.732,6 | 0,72 | 17,0 |

SPINTA SISMICA

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Δ Spinta H [kg] | Δ Spinta V [kg] | DeltaSpinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|------------------------|------------------------|------------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,436 | 0,000 | 16,4 | 4,0 | 16,8 | 0,72 | 13,7 |

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 844,4 | 258,2 | 883,0 | 0,58 | 17,0 |

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

| Descrizione terreno | Kp | % Spinta passiva | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 4,127 | 0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 |

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

| Peso muro [kg] | Peso soletta fondazione [kg] | Peso terreno interno [kg] | Peso terreno esterno [kg] | Sovraccarico [kg] |
|----------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 1.093,8 | 1.350,0 | 2.380,0 | 440,0 | 0,0 |

5 Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 1.656,9 | 506,6 | 1.732,6 | 0,72 | 17,0 |

SPINTA SISMICA

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Δ Spinta H [kg] | Δ Spinta V [kg] | DeltaSpinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|------------------------|------------------------|------------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,436 | 0,000 | 16,4 | 4,0 | 16,8 | 0,72 | 13,7 |

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 844,4 | 258,2 | 883,0 | 0,58 | 17,0 |

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

| Descrizione terreno | Kp | % Spinta passiva | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 4,127 | 0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 |

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

| Peso muro [kg] | Peso soletta fondazione [kg] | Peso terreno interno [kg] | Peso terreno esterno [kg] | Sovraccarico [kg] |
|----------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 1.093,8 | 1.350,0 | 2.380,0 | 440,0 | 0,0 |

6 Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

| Condizione | Taglio sollecitante [kg] | Taglio resistente [kg] | Fs | Verifica |
|------------|-----------------------------|---------------------------|------|----------|
| A1+M1+R1 | 2.042,2 | 3.545,5 | 1,74 | OK |
| A2+M2+R2 | 1.903,8 | 2.657,4 | 1,40 | OK |
| Sisma | 1.980,3 | 2.658,5 | 1,34 | OK |

Ai fini della verifica allo scivolamento, data la conformazione della struttura e la presenza del terrapieno esterno compiutamente costipato, viene assunta una percentuale di spinta passiva mobilizzata pari al 25%.

Tutte le verifiche statiche sono state condotte comunque a favore di sicurezza non considerando detta spinta passiva.

2 Verifiche a ribaltamento

| Condizione | Momento ribaltante [kg m] | Momento stabilizzante [kg m] | Fs | Verifica |
|------------|------------------------------|---------------------------------|------|----------|
| EQU | 950,9 | 3.220,1 | 3,39 | OK |
| Sisma | 1.165,4 | 3.577,9 | 3,07 | OK |
| | | | | |

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Terzaghi

| Condizione | Pressione agente [kg/cm ²] | Pressione limite [kg/cm ²] | Fs | Verifica |
|------------|---|---|------|----------|
| A1+M1+R1 | 0,90 | 5,95 | 6,63 | OK |
| A2+M2+R2 | 0,80 | 2,25 | 2,80 | OK |

Scheda tecnica del materiale

Calcestruzzo

Nome: **C25/30**

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Classe di resistenza: C25/30

Descrizione:

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 2.500,0 kg/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 253,82 kg/cm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 26,08 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 18,25 kg/cm²

Modulo Elastico E_{cm} : 306.270,02 kg/cm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 12,17 kg/cm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 305,81 kg/cm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 335,40 kg/cm²

Resistenza media a flessione f_{cfm} : 31,29 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 33,90 kg/cm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 143,83 kg/cm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 22,60 kg/cm²

Acciaio per cemento armato

Nome: **B450C**

Tipologia del materiale: acciaio per cemento armato

Descrizione:

Caratteristiche dell'acciaio

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} : 4.587,16 kg/cm²

Modulo elastico E_S : 206.000,00 kg/cm²

Allungamento sotto carico massimo A_{gt} : 67,5 ‰

Coefficiente di omogeneizzazione n : 15

Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s : 1,15

Densità ρ : 7.800,0 kg/m³

Tensione ammissibile σ_s : 2.650,36 kg/cm²

Descrizione

Nome: **terreno riempimento**

Tipologia del materiale: **Terreno non coesivo**

Descrizione:

Parametri del terreno

Angolo d'attrito interno Φ_i : 25

Coesione c' : 0,00 kg/cm²

Densità ρ : 1.600,00 kg/m³

Modulo elastico E : 1400 kg/cm²

Angolo d'attrito terreno - calcestruzzo Φ_{ter-cl} : 17

Costante di Winkler k_W : 0,35 kg/cm³

OCR: --

CR: --

RR: --

9 Armatura teorica

1 SLU

| Parte | AsSUP [cm ²] | AsINF [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | Vsd [kg] | Csic | εcls [%] | εfe [%] | Verifica |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-------------|------|-------------|------------|----------|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -860,8 | -1.425,7 | -1.411,3 | 4,8 | 3,5 | 28,2 | ok |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -751,6 | 1.285,8 | -1.136,9 | 8,7 | 3,5 | 51,6 | ok |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 180,5 | -290,9 | 1.314,5 | 37,3 | 3,5 | 50,7 | ok |

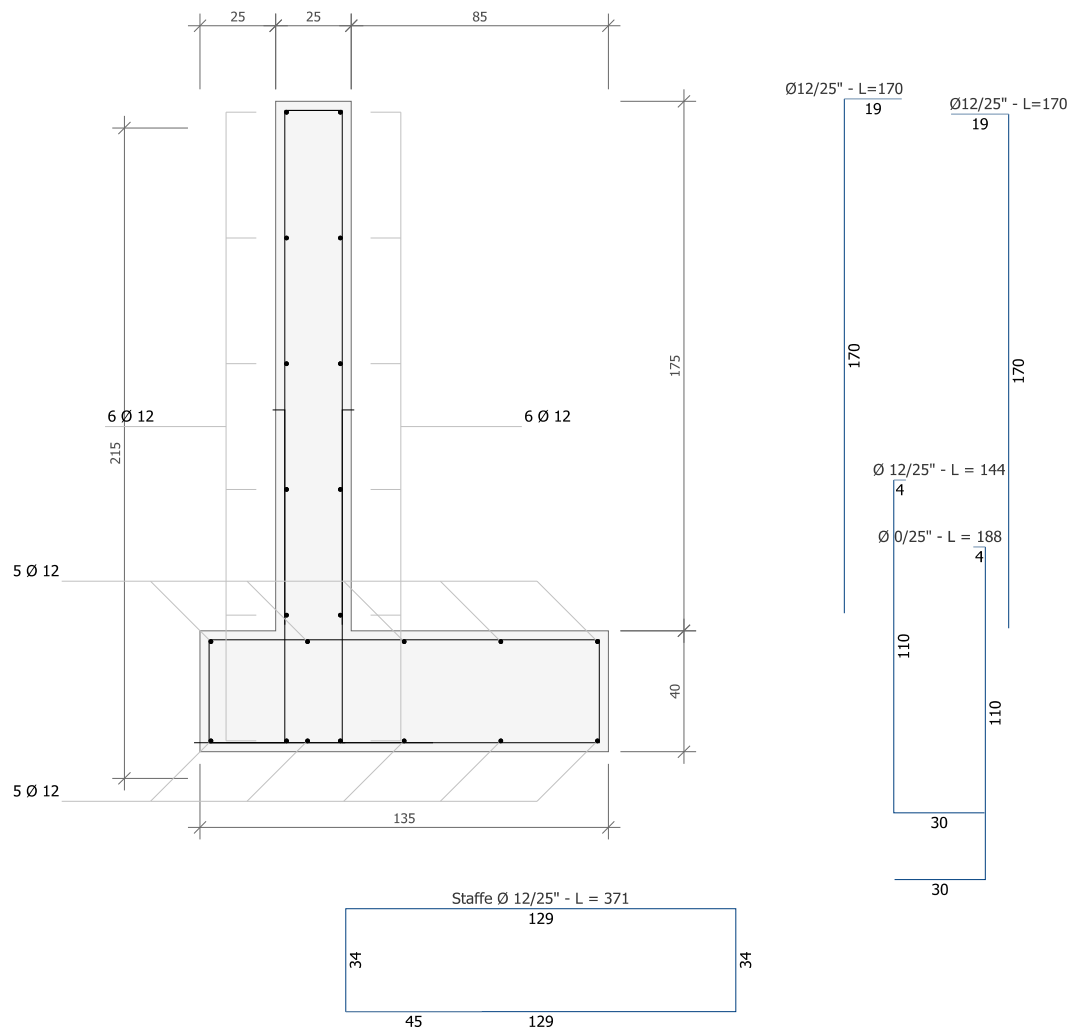
2 SLE rara

| Parte | AsSUP [cm ²] | AsINF [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | σcls [kg/cm ²] | σcls LIMITE [kg/cm ²] | σfeT [kg/cm ²] | σfeC [kg/cm ²] | σfe LIMITE [kg/cm ²] | Verifica |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|----------|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -662,2 | -1.425,7 | 12,82 | 152,29 | 565,38 | 89,02 | 2.752,29 | ok |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -589,5 | 989,1 | 4,64 | 152,29 | 482,42 | 24,81 | 2.752,29 | ok |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 126,3 | -290,9 | 1,05 | 152,29 | 49,89 | 10,48 | 2.752,29 | ok |

3 SLE quasi permanente

| Parte | AsSUP [cm ²] | AsINF [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | σcls [kg/cm ²] | σcls LIMITE [kg/cm ²] | σfeT [kg/cm ²] | σfeC [kg/cm ²] | Verifica |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -662,2 | -1.425,7 | 12,82 | 152,29 | 565,38 | 89,02 | ok |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -589,5 | 989,1 | 4,64 | 152,29 | 482,42 | 24,81 | ok |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 126,3 | -290,9 | 1,05 | 152,29 | 49,89 | 10,48 | ok |

muro contenimento altezza 175 cm



Verifiche allo stato limite ultimo

| Posizione | As sup [cm ²] | As inf [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | Vsd [kg] | Csic | Eps cls | Eps fe | Verifica | | |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------|----------|-------|---------|--------|----------|--|--|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -860,8 | -1.425,7 | -1.411,3 | 4,77 | 3,50 | 28,25 | ok | | |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -751,6 | 1.285,8 | -1.136,9 | 8,70 | 3,50 | 51,59 | ok | | |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 180,5 | -290,9 | 1.314,5 | 37,27 | 3,50 | 50,71 | ok | | |

Verifiche allo stato limite di esercizio comb. rara

| Posizione | As sup [cm ²] | As inf [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | SigmaC [kg/cm ²] | SigmaC lim [kg/cm ²] | SigmaS trazione [kg/cm ²] | SigmaS comp. [kg/cm ²] | SigmaS lim [kg/cm ²] | Verifica | |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------|------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------|--|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -662,2 | -1.425,7 | 12,82 | 152,29 | 89,02 | 565,38 | 2.752,29 | ok | |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -589,5 | 989,1 | 4,64 | 152,29 | 24,81 | 482,42 | 2.752,29 | ok | |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 126,3 | -290,9 | 1,05 | 152,29 | 10,48 | 49,89 | 2.752,29 | ok | |

Verifiche allo stato limite di esercizio comb. quasi permanente

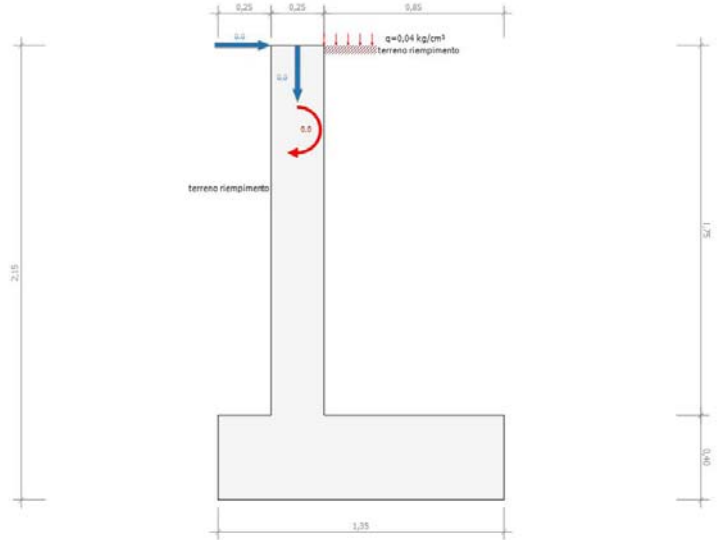
| Posizione | As sup [cm ²] | As inf [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | SigmaC [kg/cm ²] | SigmaC lim [kg/cm ²] | SigmaS trazione [kg/cm ²] | SigmaS comp. [kg/cm ²] | Verifica | |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------|------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|----------|--|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -662,2 | -1.425,7 | 12,82 | 152,29 | 89,02 | 565,38 | ok | |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -589,5 | 989,1 | 4,64 | 152,29 | 24,81 | 482,42 | ok | |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 126,3 | -290,9 | 1,05 | 152,29 | 10,48 | 49,89 | ok | |

muro prospetto "2" - h= 175

2 Dati del muro di sostegno - altezza 145 cm sezione tipo "2"

1 Geometria del muro

NOME DEL MURO:
Muro.TTMro



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2008

| Dimensioni del Muro: | | | | | |
|------------------------------|----|--------|-------------------------------------|----|--------|
| Altezza | H | 1,45 m | | | |
| Larghezza | I | 0,25 m | | | |
| Risega interna | Ri | 0,00 m | | | |
| Risega esterna | Re | 0,00 m | | | |
| Lunghezza | L | 2,00 m | | | |
| Dimensioni della Fondazione: | | | Dimensioni del Dente di fondazione: | | |
| Altezza | h | 0,40 m | Dente: | No | |
| Larghezza | I | 1,05 m | Altezza | a | 0,00 m |
| Mensola interna | Mi | 0,65 m | Larghezza | b | 0,00 m |
| Mensola esterna | Me | 0,15 m | Posizione | x | 0,00 m |

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

| Strato | Tipo di materiale | Altezza [m] |
|--------|---------------------|-------------|
| 1 | terreno riempimento | 1,85 |

TERRENO ESTERNO:

| Tipo di materiale | Altezza sul piano di imposta fondazione | % Spinta passiva |
|-------------------|---|------------------|
|-------------------|---|------------------|

| | [m] | [%] |
|---------------------|------|-----|
| terreno riempimento | 1,00 | 0,0 |

Ai fini della verifica allo scivolamento, data la conformazione della struttura e la presenza del terrapieno esterno compiutamente costipato, viene assunta una percentuale di spinta passiva mobilizzata pari al 25%.

Tutte le verifiche statiche sono state condotte comunque a favore di sicurezza non considerando detta spinta passiva.

TERRENO DI FONDAZIONE:

| Tipo di materiale | Affondamento dal piano campagna originario [m] |
|-------------------|--|
| Castronno | 1,00 |

FALDA

| | | |
|---|----|--------|
| Altezza falda (da piano imposta fondazioni) | zw | 0,00 m |
|---|----|--------|

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

| Descrizione | N [kg] | T [kg] | M [kg m] | q [kg/cm ²] |
|-----------------|--------|--------|----------|-------------------------|
| Carichi esterni | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,040 |

AZIONE SISMICA

| | |
|--|--|
| Caratteristiche del sito | |
| Comune: Castronno | Provincia: |
| Longitudine: 8,814 ° | Latitudine: 45,747 ° |
| Categoria di sottosuolo: B | Amplificazione topografica: T1 |
| Caratteristiche dell'edificio | |
| Coefficiente d'uso Cu: -- | Classe d'uso: |
| Accelerazione al suolo | |
| Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,000 | Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1,200 |
| Accelerazione ag: 0,380 m/s ² | |

3 Risultati : Approccio 1 – Combinazione 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,430 | 0,000 | 1.143,6 | 279,7 | 1.177,3 | 0,62 | 13,7 |

SPINTA SISMICA

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Δ Spinta H [kg] | Δ Spinta V [kg] | DeltaSpinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|------------------------|------------------------|------------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,436 | 0,000 | 12,1 | 3,0 | 12,5 | 0,62 | 13,7 |

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,430 | 0,000 | 702,5 | 171,8 | 723,2 | 0,48 | 13,7 |

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

| Descrizione terreno | Kp | % Spinta passiva | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 2,985 | 0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 |

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

| Peso muro [kg] | Peso soletta fondazione [kg] | Peso terreno interno [kg] | Peso terreno esterno [kg] | Sovraccarico [kg] |
|----------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 906,3 | 1.050,0 | 1.508,0 | 192,0 | 0,0 |

4 Risultati : Approccio 1 – Combinazione 1

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 1.226,7 | 375,1 | 1.282,8 | 0,62 | 17,0 |

SPINTA SISMICA

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Δ Spinta H [kg] | Δ Spinta V [kg] | DeltaSpinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|------------------------|------------------------|------------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,436 | 0,000 | 12,1 | 3,0 | 12,5 | 0,62 | 13,7 |

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 579,7 | 177,2 | 606,2 | 0,48 | 17,0 |

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

| Descrizione terreno | Kp | % Spinta passiva | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 4,127 | 0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 |

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

| Peso muro [kg] | Peso soletta fondazione [kg] | Peso terreno interno [kg] | Peso terreno esterno [kg] | Sovraccarico [kg] |
|----------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 906,3 | 1.050,0 | 1.508,0 | 192,0 | 0,0 |

5 Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 1.226,7 | 375,1 | 1.282,8 | 0,62 | 17,0 |

SPINTA SISMICA

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Δ Spinta H [kg] | Δ Spinta V [kg] | DeltaSpinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|------------------------|------------------------|------------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,436 | 0,000 | 12,1 | 3,0 | 12,5 | 0,62 | 13,7 |

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 579,7 | 177,2 | 606,2 | 0,48 | 17,0 |

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

| Descrizione terreno | Kp | % Spinta passiva | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 4,127 | 0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 |

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

| Peso muro [kg] | Peso soletta fondazione [kg] | Peso terreno interno [kg] | Peso terreno esterno [kg] | Sovraccarico [kg] |
|----------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 906,3 | 1.050,0 | 1.508,0 | 192,0 | 0,0 |

6 Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

| Condizione | Taglio sollecitante [kg] | Taglio resistente [kg] | Fs | Verifica |
|------------|-----------------------------|---------------------------|------|----------|
| A1+M1+R1 | 1.558,3 | 2.373,6 | 1,52 | OK |
| A2+M2+R2 | 1.452,7 | 1.779,8 | 1,23 | OK |
| Sisma | 1.509,2 | 1.780,7 | 1,18 | OK |

Ai fini della verifica allo scivolamento, data la conformazione della struttura e la presenza del terrapieno esterno compiutamente costipato, viene assunta una percentuale di spinta passiva mobilizzata pari al 25%.

Tutte le verifiche statiche sono state condotte comunque a favore di sicurezza non considerando detta spinta passiva.

2 Verifiche a ribaltamento

| Condizione | Momento ribaltante [kg m] | Momento stabilizzante [kg m] | Fs | Verifica |
|------------|------------------------------|---------------------------------|------|----------|
| EQU | 679,9 | 1.717,4 | 2,53 | OK |
| Sisma | 811,9 | 1.908,2 | 2,35 | OK |
| | | | | |

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Terzaghi

| Condizione | Pressione agente [kg/cm ²] | Pressione limite [kg/cm ²] | Fs | Verifica |
|------------|---|---|------|----------|
| A1+M1+R1 | 0,93 | 2,84 | 3,05 | OK |
| A2+M2+R2 | 0,83 | 0,93 | 1,12 | OK |

Scheda tecnica del materiale

Calcestruzzo

Nome: **C25/30**

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Classe di resistenza: C25/30

Descrizione:

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 2.500,0 kg/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 253,82 kg/cm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 26,08 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 18,25 kg/cm²

Modulo Elastico E_{cm} : 306.270,02 kg/cm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 12,17 kg/cm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 305,81 kg/cm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 335,40 kg/cm²

Resistenza media a flessione f_{cfm} : 31,29 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 33,90 kg/cm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 143,83 kg/cm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 22,60 kg/cm²

Acciaio per cemento armato

Nome: **B450C**

Tipologia del materiale: acciaio per cemento armato

Descrizione:

Caratteristiche dell'acciaio

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} : 4.587,16 kg/cm²

Modulo elastico E_S : 206.000,00 kg/cm²

Allungamento sotto carico massimo A_{gt} : 67,5 ‰

Coefficiente di omogeneizzazione n : 15

Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s : 1,15

Densità ρ : 7.800,0 kg/m³

Tensione ammissibile σ_s : 2.650,36 kg/cm²

Descrizione

Nome: **terreno riempimento**

Tipologia del materiale: **Terreno non coesivo**

Descrizione:

Parametri del terreno

Angolo d'attrito interno Φ_i : 25

Coesione c' : 0,00 kg/cm²

Densità ρ : 1.600,00 kg/m³

Modulo elastico E : 1400 kg/cm²

Angolo d'attrito terreno - calcestruzzo Φ_{ter-cl} : 17

Costante di Winkler k_W : 0,35 kg/cm³

OCR: : --

CR:: --

RR: --

9 Armatura teorica

1 SLU

| Parte | AsSUP [cm ²] | AsINF [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | Vsd [kg] | Csic | εcls [%] | εfe [%] | Verifica |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-------------|------|-------------|------------|----------|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -513,9 | -1.488,0 | -1.013,5 | 8,0 | 3,5 | 28,2 | ok |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -522,5 | 964,7 | -1.022,4 | 12,5 | 3,5 | 51,6 | ok |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 74,2 | -171,2 | 912,9 | 90,7 | 3,5 | 50,7 | ok |

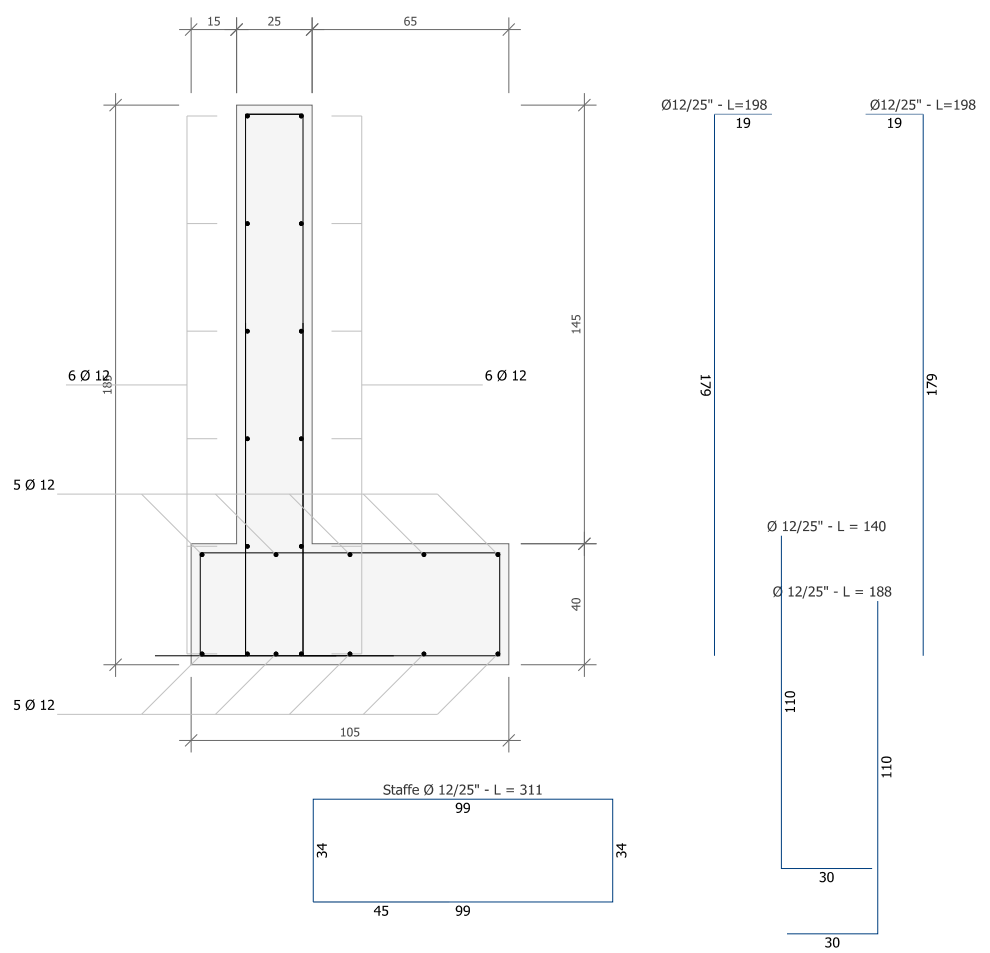
2 SLE rara

| Parte | AsSUP [cm ²] | AsINF [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | σcls [kg/cm ²] | σcls LIMITE [kg/cm ²] | σfeT [kg/cm ²] | σfeC [kg/cm ²] | σfe LIMITE [kg/cm ²] | Verifica |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|----------|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -395,3 | -1.144,6 | 7,62 | 152,29 | 306,70 | 56,87 | 2.752,29 | ok |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -406,5 | 742,0 | 3,17 | 152,29 | 339,33 | 16,15 | 2.752,29 | ok |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 52,7 | -171,2 | 0,43 | 152,29 | 16,08 | 4,56 | 2.752,29 | ok |

3 SLE quasi permanente

| Parte | AsSUP [cm ²] | AsINF [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | σcls [kg/cm ²] | σcls LIMITE [kg/cm ²] | σfeT [kg/cm ²] | σfeC [kg/cm ²] | Verifica |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -395,3 | -1.144,6 | 7,62 | 152,29 | 306,70 | 56,87 | ok |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -406,5 | 742,0 | 3,17 | 152,29 | 339,33 | 16,15 | ok |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 52,7 | -171,2 | 0,43 | 152,29 | 16,08 | 4,56 | ok |

muro contenimento altezza 145 cm



Verifiche allo stato limite ultimo

| Posizione | As sup [cm ²] | As inf [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | Vsd [kg] | Csic | Eps cls | Eps fe | Verifica | | |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------|----------|-------|---------|--------|----------|--|--|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -513,9 | -1.488,0 | -1.013,5 | 7,99 | 3,50 | 28,25 | ok | | |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -522,5 | 964,7 | -1.022,4 | 12,51 | 3,50 | 51,59 | ok | | |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 74,2 | -171,2 | 912,9 | 90,70 | 3,50 | 50,71 | ok | | |

Verifiche allo stato limite di esercizio comb. rara

| Posizione | As sup [cm ²] | As inf [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | SigmaC [kg/cm ²] | SigmaC lim [kg/cm ²] | SigmaS trazione [kg/cm ²] | SigmaS comp. [kg/cm ²] | SigmaS lim [kg/cm ²] | Verifica | |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------|------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------|--|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -395,3 | -1.144,6 | 7,62 | 152,29 | 56,87 | 306,70 | 2.752,29 | ok | |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -406,5 | 742,0 | 3,17 | 152,29 | 16,15 | 339,33 | 2.752,29 | ok | |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 52,7 | -171,2 | 0,43 | 152,29 | 4,56 | 16,08 | 2.752,29 | ok | |

Verifiche allo stato limite di esercizio comb. quasi permanente

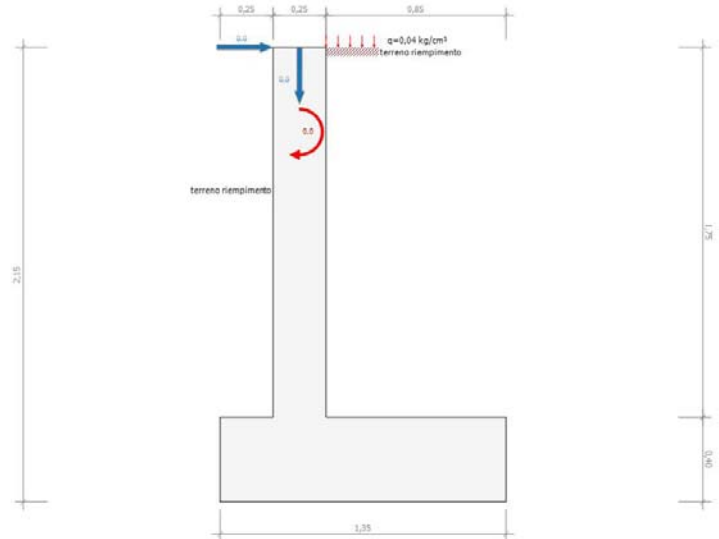
| Posizione | As sup [cm ²] | As inf [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | SigmaC [kg/cm ²] | SigmaC lim [kg/cm ²] | SigmaS trazione [kg/cm ²] | SigmaS comp. [kg/cm ²] | Verifica | | |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------|------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|----------|--|--|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -395,3 | -1.144,6 | 7,62 | 152,29 | 56,87 | 306,70 | ok | | |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -406,5 | 742,0 | 3,17 | 152,29 | 16,15 | 339,33 | ok | | |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 52,7 | -171,2 | 0,43 | 152,29 | 4,56 | 16,08 | ok | | |

muro contenimento altezza 145 cm

2 Dati del muro di sostegno - altezza 120 cm – sezione tipo “3”

1 Geometria del muro

NOME DEL MURO:
Muro.TTMro



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2008

| Dimensioni del Muro: | | | | |
|------------------------------|----|--|-------------------------------------|--------------------|
| Altezza | H | | 1,20 m | |
| Larghezza | I | | 0,25 m | |
| Risega interna | Ri | | 0,00 m | |
| Risega esterna | Re | | 0,00 m | |
| Lunghezza | L | | 2,00 m | |
| Dimensioni della Fondazione: | | | Dimensioni del Dente di fondazione: | |
| Altezza | h | | 0,40 m | Dente: No |
| Larghezza | I | | 0,90 m | Altezza a 0,00 m |
| Mensola interna | Mi | | 0,50 m | Larghezza b 0,00 m |
| Mensola esterna | Me | | 0,15 m | Posizione x 0,00 m |

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

| Strato | Tipo di materiale | Altezza [m] |
|--------|---------------------|-------------|
| 1 | terreno riempimento | 1,60 |

TERRENO ESTERNO:

| Tipo di materiale | Altezza sul piano di imposta fondazione | % Spinta passiva |
|-------------------|---|------------------|
|-------------------|---|------------------|

| | [m] | [%] |
|---------------------|------|-----|
| terreno riempimento | 1,00 | 0,0 |

Ai fini della verifica allo scivolamento, data la conformazione della struttura e la presenza del terrapieno esterno compiutamente costipato, viene assunta una percentuale di spinta passiva mobilizzata pari al 25%.

Tutte le verifiche statiche sono state condotte comunque a favore di sicurezza non considerando detta spinta passiva.

TERRENO DI FONDAZIONE:

| Tipo di materiale | Affondamento dal piano campagna originario [m] |
|-------------------|--|
| Castronno | 1,00 |

FALDA

| | | |
|---|----|--------|
| Altezza falda (da piano imposta fondazioni) | zw | 0,00 m |
|---|----|--------|

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

| Descrizione | N [kg] | T [kg] | M [kg m] | q [kg/cm²] |
|-----------------|--------|--------|----------|------------|
| Carichi esterni | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,040 |

AZIONE SISMICA

| | |
|--|--|
| Caratteristiche del sito | |
| Comune: Castronno | Provincia: |
| Longitudine: 8,814 ° | Latitudine: 45,747 ° |
| Categoria di sottosuolo: B | Amplificazione topografica: T1 |
| Caratteristiche dell'edificio | |
| Coefficiente d'uso Cu: -- | Classe d'uso: |
| Accelerazione al suolo | |
| Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,000 | Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1,200 |
| Accelerazione ag: 0,380 m/s ² | |

3 Risultati : Approccio 1 – Combinazione 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,430 | 0,000 | 855,4 | 209,2 | 880,6 | 0,53 | 13,7 |

SPINTA SISMICA

| Descrizione terreno | Ka | Kp | ΔSpinta H [kg] | ΔSpinta V [kg] | DeltaSpinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|----------------|----------------|------------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,436 | 0,000 | 9,1 | 2,2 | 9,3 | 0,53 | 13,7 |

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,430 | 0,000 | 481,2 | 117,7 | 495,3 | 0,40 | 13,7 |

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

| Descrizione terreno | Kp | % Spinta passiva | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 2,985 | 0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 |

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

| Peso muro [kg] | Peso soletta fondazione [kg] | Peso terreno interno [kg] | Peso terreno esterno [kg] | Sovraccarico [kg] |
|----------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 750,0 | 900,0 | 960,0 | 144,0 | 0,0 |

4 Risultati : Approccio 1 – Combinazione 1

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 917,6 | 280,5 | 959,5 | 0,53 | 17,0 |

SPINTA SISMICA

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Δ Spinta H [kg] | Δ Spinta V [kg] | DeltaSpinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|------------------------|------------------------|------------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,436 | 0,000 | 9,1 | 2,2 | 9,3 | 0,53 | 13,7 |

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 397,0 | 121,4 | 415,2 | 0,40 | 17,0 |

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

| Descrizione terreno | Kp | % Spinta passiva | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 4,127 | 0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 |

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

| Peso muro [kg] | Peso soletta fondazione [kg] | Peso terreno interno [kg] | Peso terreno esterno [kg] | Sovraccarico [kg] |
|----------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 750,0 | 900,0 | 960,0 | 144,0 | 0,0 |

5 Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 917,6 | 280,5 | 959,5 | 0,53 | 17,0 |

SPINTA SISMICA

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Δ Spinta H [kg] | Δ Spinta V [kg] | DeltaSpinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|------------------------|------------------------|------------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,436 | 0,000 | 9,1 | 2,2 | 9,3 | 0,53 | 13,7 |

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

| Descrizione terreno | Ka | Kp | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 0,360 | 0,000 | 397,0 | 121,4 | 415,2 | 0,40 | 17,0 |

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

| Descrizione terreno | Kp | % Spinta passiva | Spinta H [kg] | Spinta V [kg] | Spinta [kg] | Braccio [m] | Incl. [°] |
|---------------------|-------|------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-----------|
| terreno riempimento | 4,127 | 0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 |

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

| Peso muro [kg] | Peso soletta fondazione [kg] | Peso terreno interno [kg] | Peso terreno esterno [kg] | Sovraccarico [kg] |
|----------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 750,0 | 900,0 | 960,0 | 144,0 | 0,0 |

6 Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

| Condizione | Taglio sollecitante [kg] | Taglio resistente [kg] | Fs | Verifica |
|------------|-----------------------------|---------------------------|------|----------|
| A1+M1+R1 | 1.204,3 | 1.720,7 | 1,43 | OK |
| A2+M2+R2 | 1.122,7 | 1.291,7 | 1,15 | OK |
| Sisma | 1.165,9 | 1.292,3 | 1,11 | OK |

Ai fini della verifica allo scivolamento, data la conformazione della struttura e la presenza del terrapieno esterno compiutamente costipato, viene assunta una percentuale di spinta passiva mobilizzata pari al 25%.

Tutte le verifiche statiche sono state condotte comunque a favore di sicurezza non considerando detta spinta passiva.

2 Verifiche a ribaltamento

| Condizione | Momento ribaltante [kg m] | Momento stabilizzante [kg m] | Fs | Verifica |
|------------|------------------------------|---------------------------------|------|----------|
| EQU | 465,2 | 1.121,4 | 2,41 | OK |
| Sisma | 548,8 | 1.246,1 | 2,27 | OK |
| | | | | |

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Terzaghi

| Condizione | Pressione agente [kg/cm ²] | Pressione limite [kg/cm ²] | Fs | Verifica |
|------------|---|---|------|----------|
| A1+M1+R1 | 0,83 | 2,70 | 3,27 | OK |
| A2+M2+R2 | 0,74 | 0,89 | 1,20 | OK |

Scheda tecnica del materiale

Calcestruzzo

Nome: **C25/30**

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Classe di resistenza: C25/30

Descrizione:

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 2.500,0 kg/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 253,82 kg/cm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 26,08 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 18,25 kg/cm²

Modulo Elastico E_{cm} : 306.270,02 kg/cm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 12,17 kg/cm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 305,81 kg/cm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 335,40 kg/cm²

Resistenza media a flessione f_{cm} : 31,29 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 33,90 kg/cm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 143,83 kg/cm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 22,60 kg/cm²

Acciaio per cemento armato

Nome: **B450C**

Tipologia del materiale: acciaio per cemento armato

Descrizione:

Caratteristiche dell'acciaio

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} : 4.587,16 kg/cm²

Modulo elastico E_S : 206.000,00 kg/cm²

Allungamento sotto carico massimo A_{gt} : 67,5 ‰

Coefficiente di omogeneizzazione n : 15

Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s : 1,15

Densità ρ : 7.800,0 kg/m³

Tensione ammissibile σ_s : 2.650,36 kg/cm²

Descrizione

Nome: **terreno riempimento**

Tipologia del materiale: **Terreno non coesivo**

Descrizione:

Parametri del terreno

Angolo d'attrito interno Φ_i : 25

Coesione c' : 0,00 kg/cm²

Densità ρ : 1.600,00 kg/m³

Modulo elastico E : 1400 kg/cm²

Angolo d'attrito terreno - calcestruzzo Φ_{ter-cl} : 17

Costante di Winkler k_W : 0,35 kg/cm³

OCR: : --

CR:: --

RR: --

9 Armatura teorica

1 SLU

| Parte | AsSUP [cm ²] | AsINF [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | Vsd [kg] | Csic | εcls [‰] | εfe [‰] | Verifica |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-------------|-------|-------------|------------|----------|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -307,5 | -1.198,6 | -731,2 | 13,3 | 3,5 | 28,2 | ok |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -305,0 | 669,1 | -857,8 | 21,4 | 3,5 | 51,6 | ok |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 65,9 | -154,4 | 800,9 | 102,1 | 3,5 | 50,7 | ok |

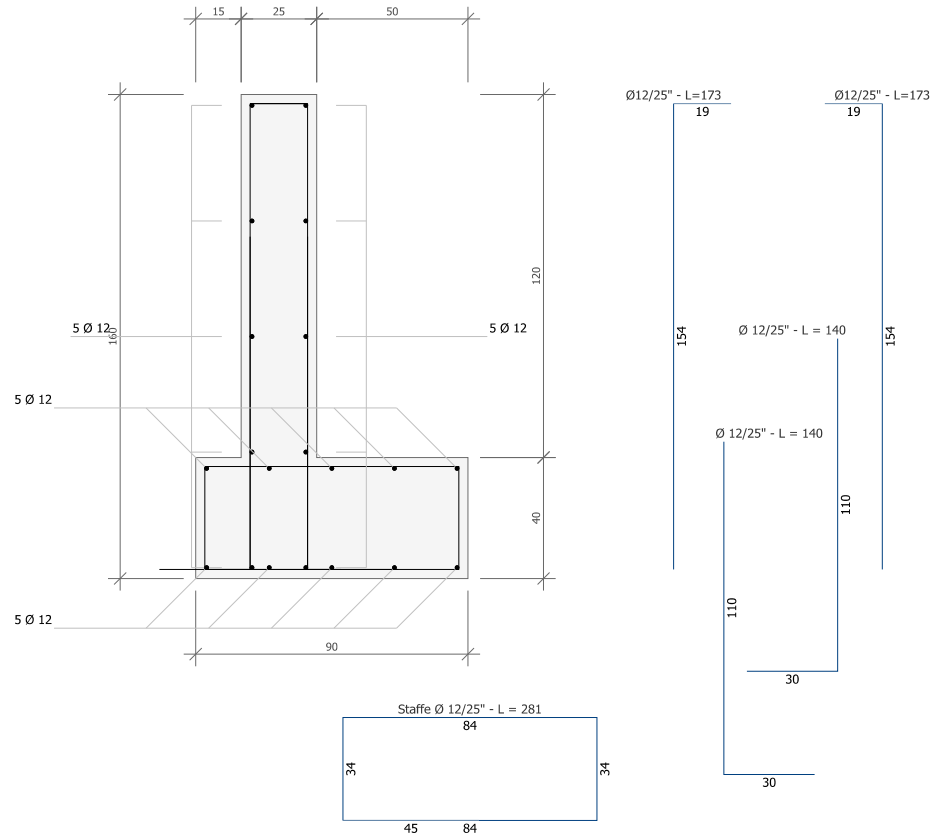
2 SLE rara

| Parte | AsSUP [cm ²] | AsINF [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | σcls [kg/cm ²] | σcls LIMITE [kg/cm ²] | σfeT [kg/cm ²] | σfeC [kg/cm ²] | σfe LIMITE [kg/cm ²] | Verifica |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|----------|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -236,6 | -922,0 | 4,51 | 152,29 | 159,33 | 36,66 | 2.752,29 | ok |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -237,3 | 514,7 | 1,81 | 152,29 | 207,19 | 8,08 | 2.752,29 | ok |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 46,9 | -154,4 | 0,38 | 152,29 | 14,13 | 4,06 | 2.752,29 | ok |

3 SLE quasi permanente

| Parte | AsSUP [cm ²] | AsINF [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | σcls [kg/cm ²] | σcls LIMITE [kg/cm ²] | σfeT [kg/cm ²] | σfeC [kg/cm ²] | Verifica |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -236,6 | -922,0 | 4,51 | 152,29 | 159,33 | 36,66 | ok |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -237,3 | 514,7 | 1,81 | 152,29 | 207,19 | 8,08 | ok |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 46,9 | -154,4 | 0,38 | 152,29 | 14,13 | 4,06 | ok |

muro contenimento altezza 120 cm



Verifiche allo stato limite ultimo

| Posizione | As sup [cm ²] | As inf [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | Vsd [kg] | Csic | Eps cls | Eps fe | Verifica | | |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------|----------|--------|---------|--------|----------|--|--|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -307,5 | -1.198,6 | -731,2 | 13,34 | 3,50 | 28,25 | ok | | |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -305,0 | 669,1 | -857,8 | 21,43 | 3,50 | 51,59 | ok | | |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 65,9 | -154,4 | 800,9 | 102,12 | 3,50 | 50,71 | ok | | |

Verifiche allo stato limite di esercizio comb. rara

| Posizione | As sup [cm ²] | As inf [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | SigmaC [kg/cm ²] | SigmaC lim [kg/cm ²] | SigmaS trazione [kg/cm ²] | SigmaS comp. [kg/cm ²] | SigmaS lim [kg/cm ²] | Verifica | |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------|------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------|--|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -236,6 | -922,0 | 4,51 | 152,29 | 36,66 | 159,33 | 2.752,29 | ok | |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -237,3 | 514,7 | 1,81 | 152,29 | 8,08 | 207,19 | 2.752,29 | ok | |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 46,9 | -154,4 | 0,38 | 152,29 | 4,06 | 14,13 | 2.752,29 | ok | |

Verifiche allo stato limite di esercizio comb. quasi permanente

| Posizione | As sup [cm ²] | As inf [cm ²] | Msd [kg m] | Nsd [kg] | SigmaC [kg/cm ²] | SigmaC lim [kg/cm ²] | SigmaS trazione [kg/cm ²] | SigmaS comp. [kg/cm ²] | Verifica | | |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------|------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|----------|--|--|
| Muro | 4,52 | 4,52 | -236,6 | -922,0 | 4,51 | 152,29 | 36,66 | 159,33 | ok | | |
| Soletta interna | 4,52 | 4,52 | -237,3 | 514,7 | 1,81 | 152,29 | 8,08 | 207,19 | ok | | |
| Soletta esterna | 4,52 | 4,52 | 46,9 | -154,4 | 0,38 | 152,29 | 4,06 | 14,13 | ok | | |

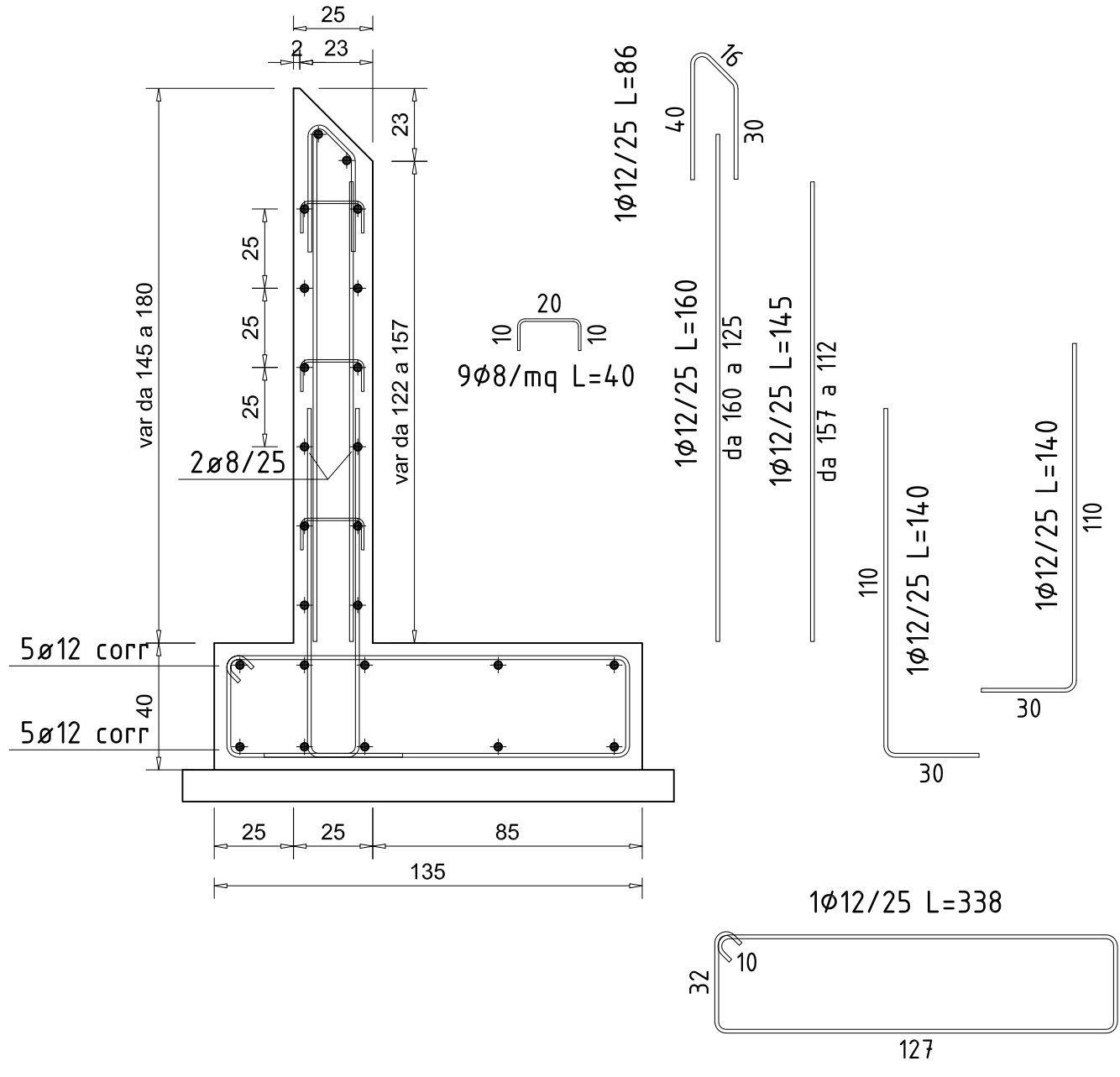
muro contenimento altezza 120 cm

Conclusione

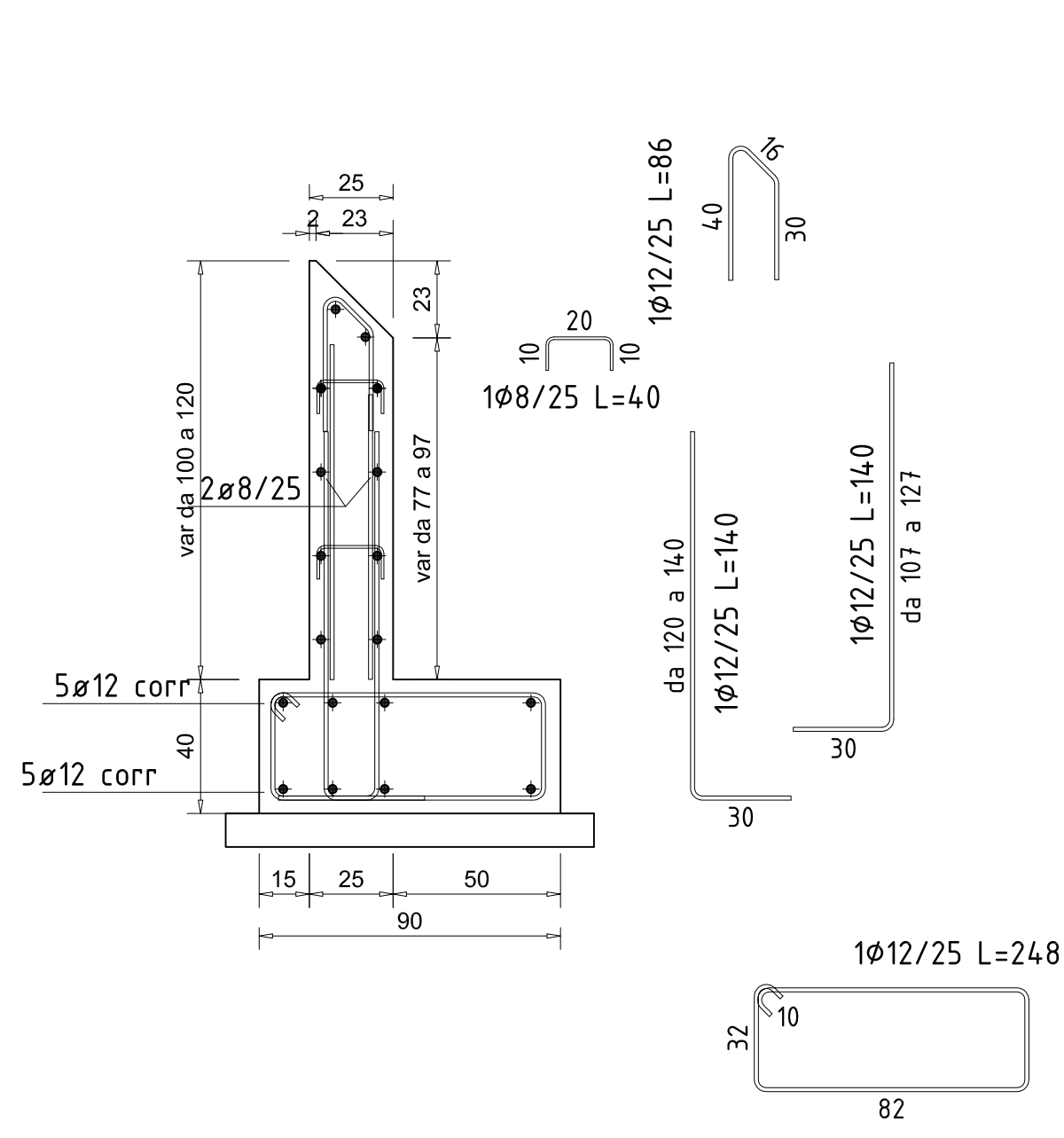
Nel rispetto di quanto richiesto nel capitolo 10 dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 ed al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei valori raggiunti, alla luce delle verifiche e dei calcoli effettuati, di cui è data spiegazione nel presente documento, il progettista strutturale ritiene che i risultati ottenuti relativamente al progetto in oggetto siano conformi a quanto previsto dai regolamenti e dalle leggi vigenti in materia.

A supporto di tale affermazione il progettista dichiara di aver controllato accuratamente i tabulati ottenuti mediante codice di calcolo, di aver preliminarmente esaminato il software di calcolo, ritenendolo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto, di aver confrontato i risultati ottenuti da analisi computazionale con semplici calcoli di massima svolti dallo stesso progettista e di aver infine esaminato gli stati tensionali e deformativi, ritenendoli consistenti e coerenti con la modellazione della struttura analizzata.

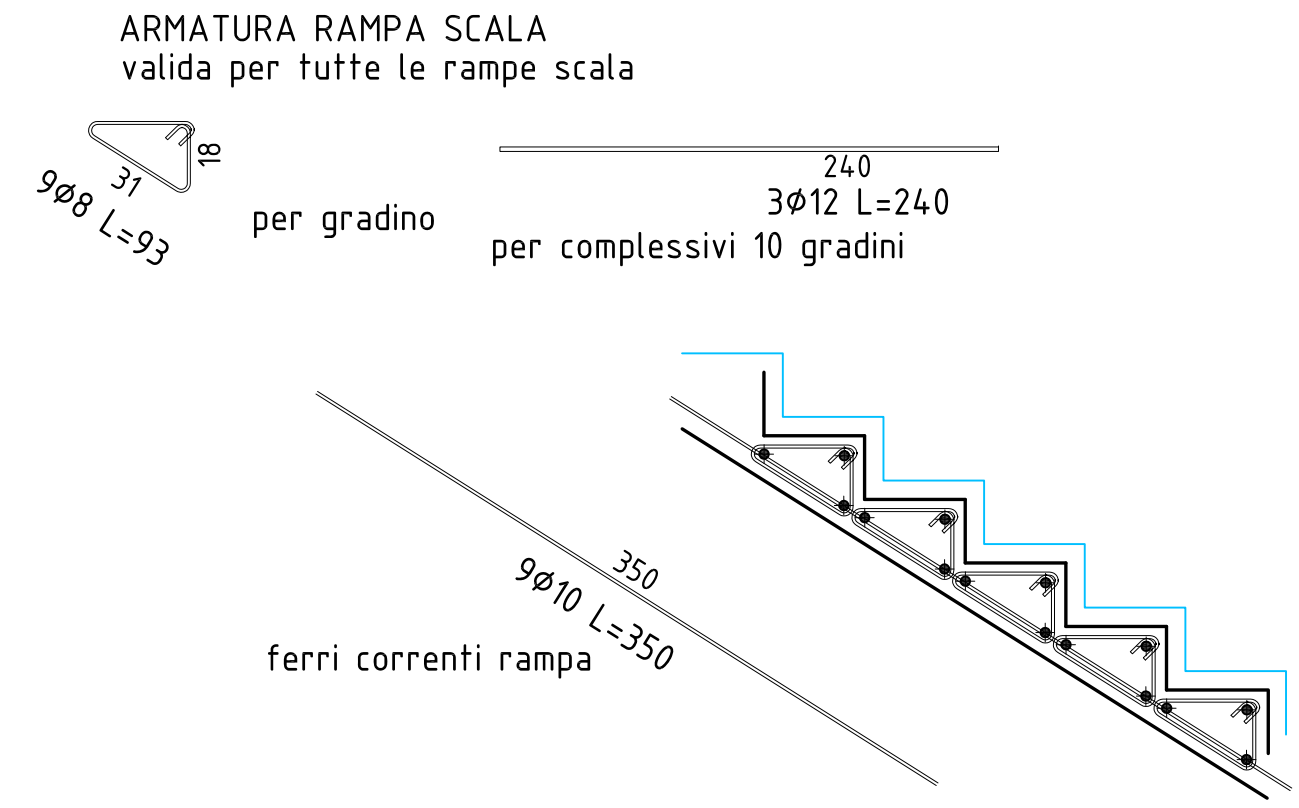
Sezione tipo "1" - altezza muro da 145 a 180 cm



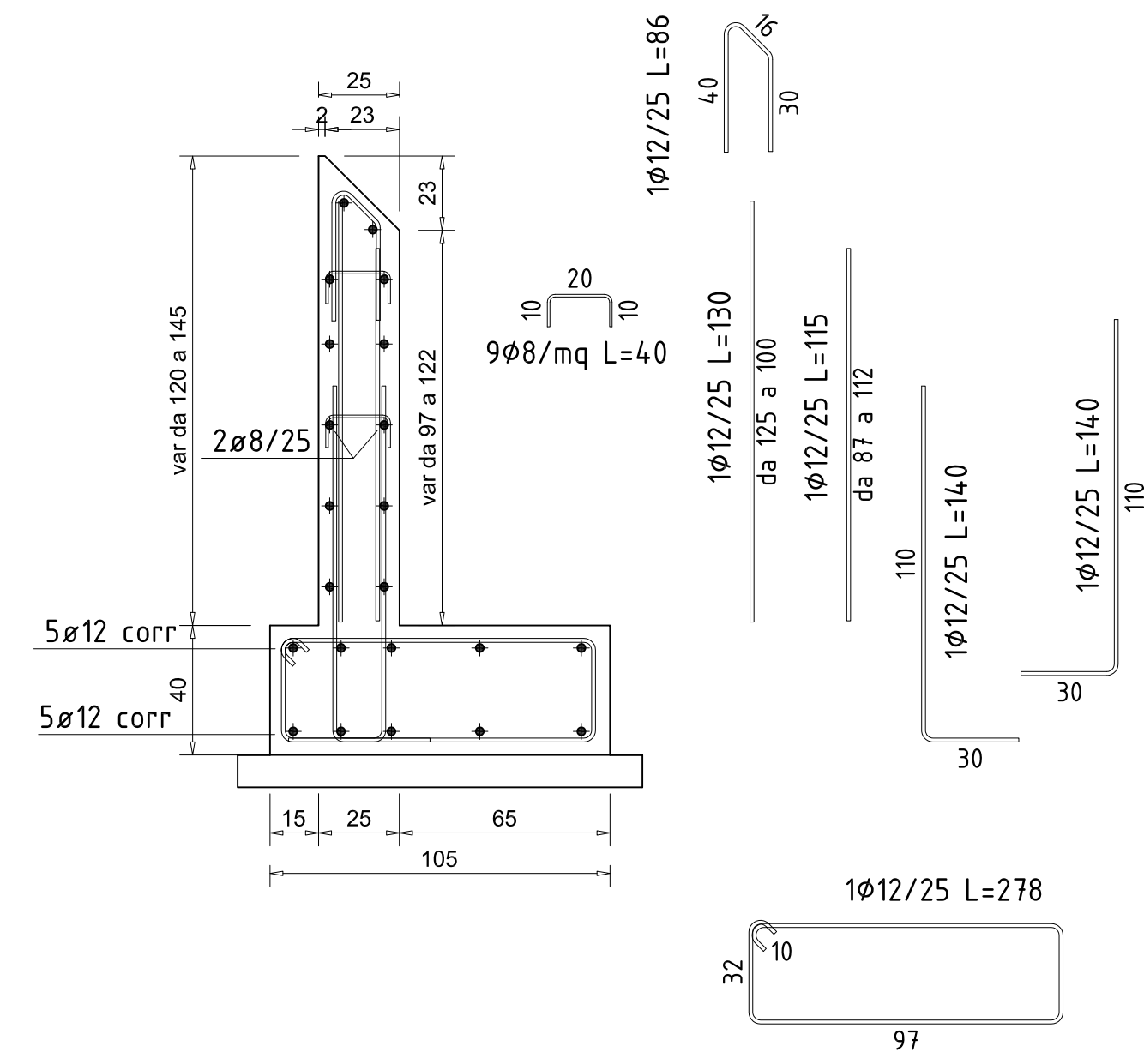
Sezione tipo "3" - altezza muro da 100 a 120 cm



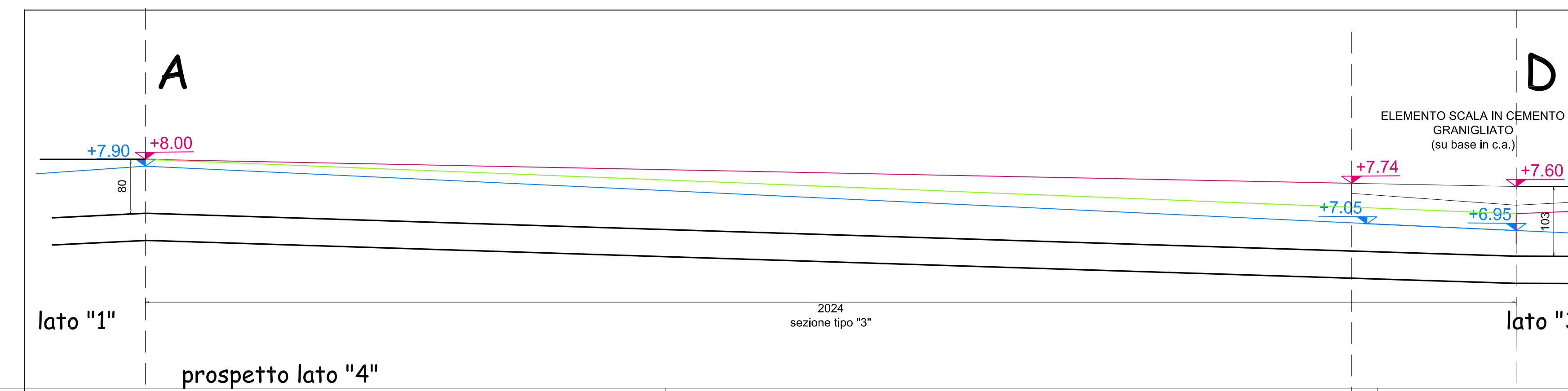
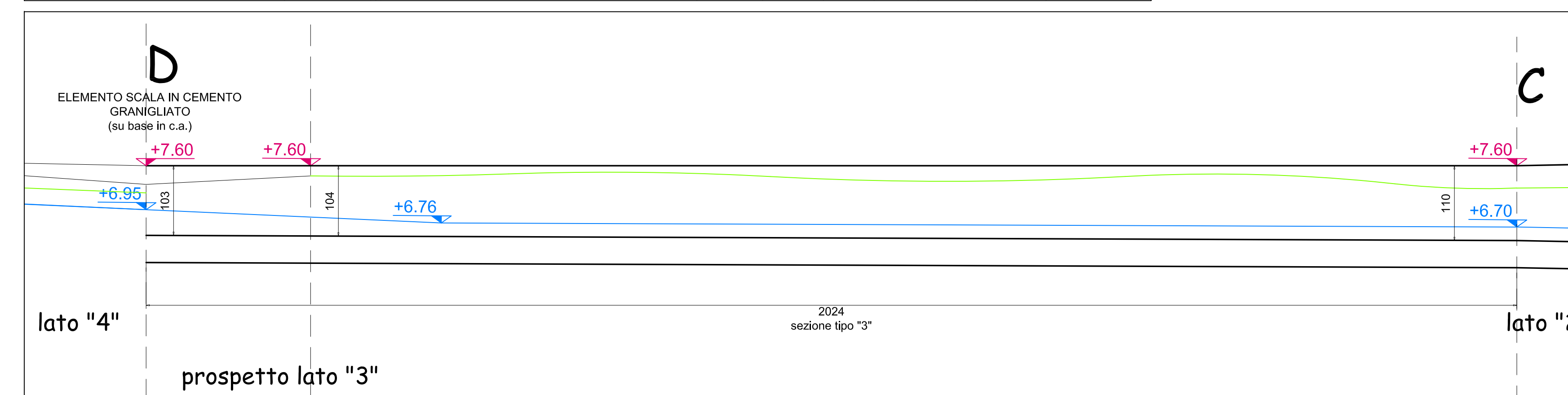
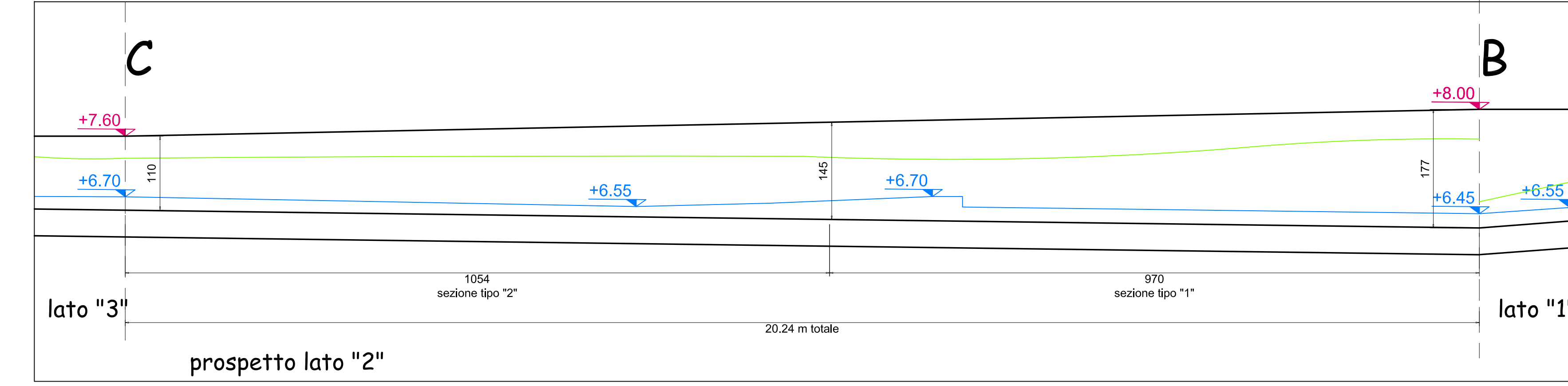
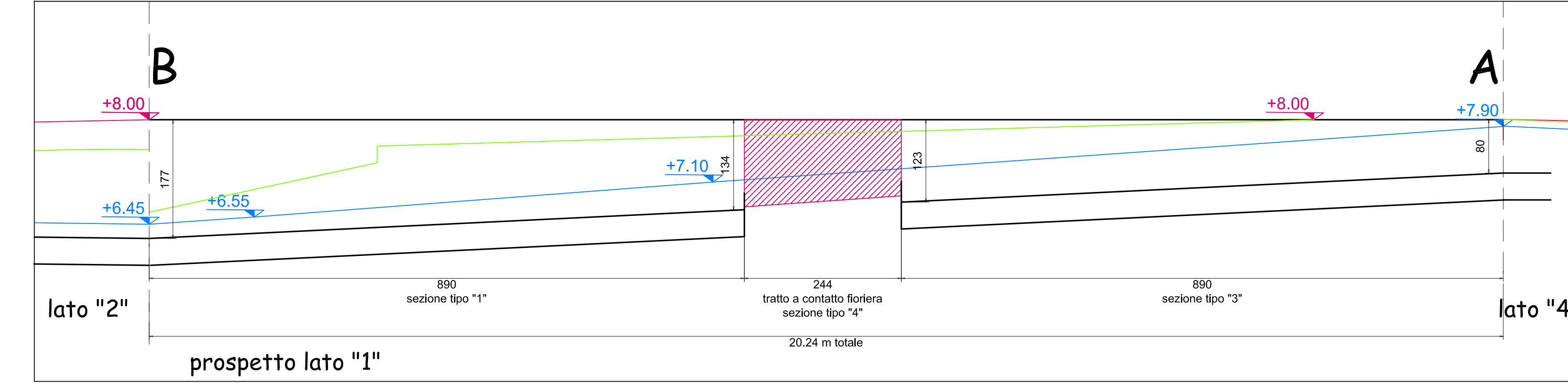
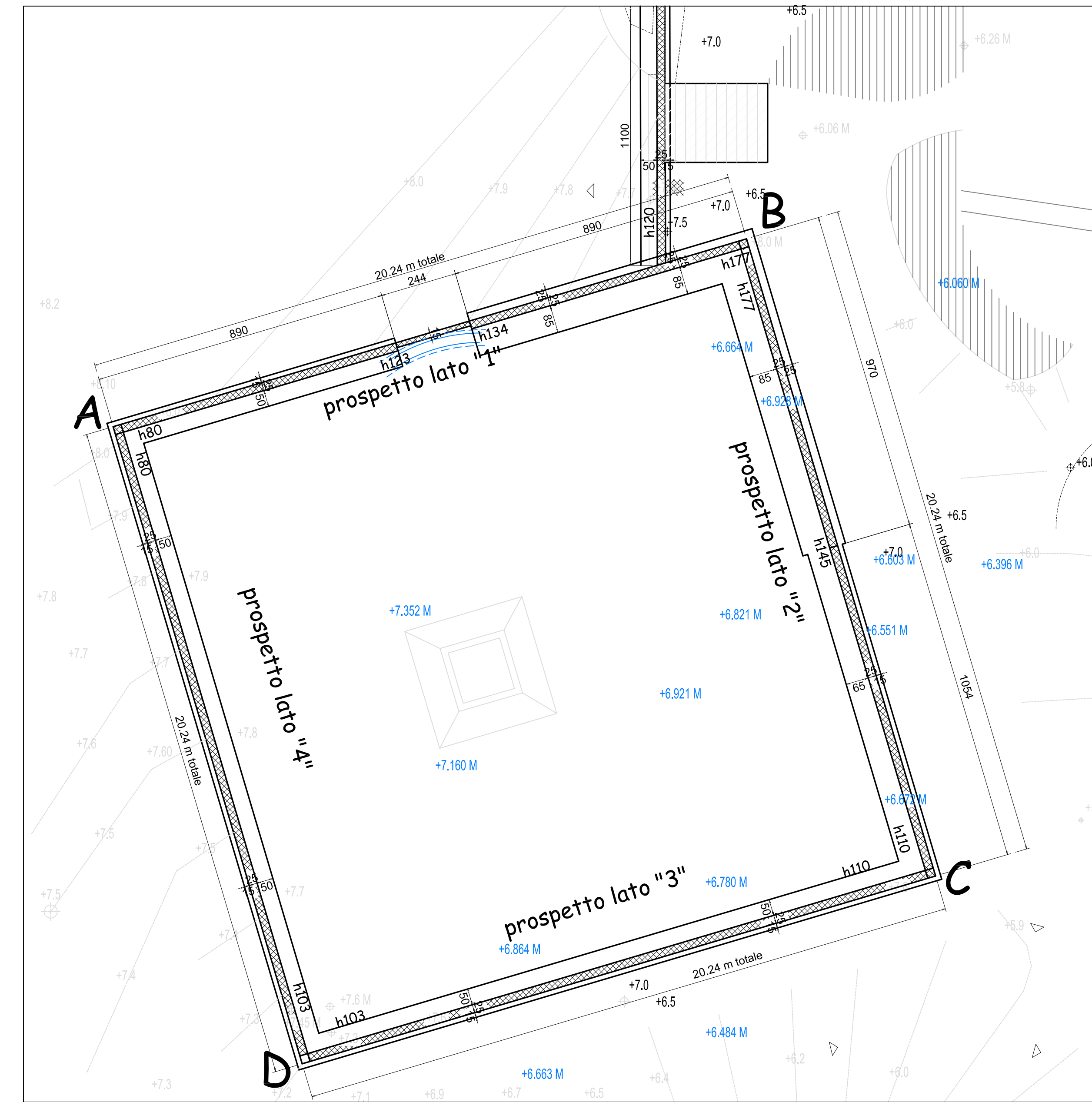
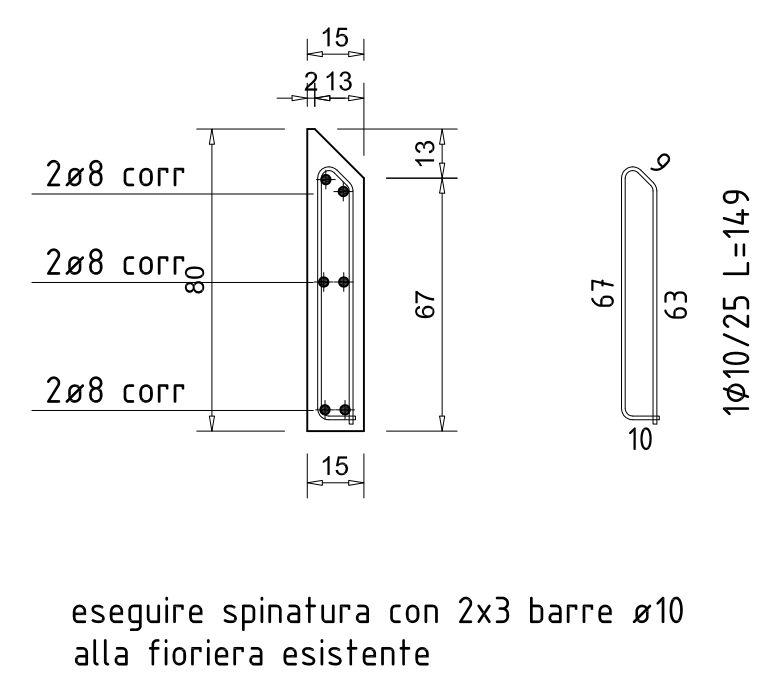
Sezione tipo "scala" - per tutte le scale



Sezione tipo "2" - altezza muro da 120 a 145 cm



Sezione tipo "4" - parete contro fioriera esistente



| MATERIALI | | | | | | | | | |
|--------------|--------------------|----------------------------------|------------------------|--------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--------------------------|--|
| CALCESTRUZZO | | | | | | | | | |
| Tipo | Campi di impiego | UNI 11004 | UNI 11004 | | D _{max} | Classe di consistenza al getto | Tipo di cemento (solo se necessario) | Copriferro nominale (mm) | |
| | | CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE | CLASSE DI RESISTENZA | Rapporto SA/CI max | | | | | |
| C10 | Magroni | X0 | C10/15 (Rak 105 N/mm²) | 0,55 | 300 | 54 | | 30 | |
| C12 | Fondazioni | XC2 | C12/15 (Rak 105 N/mm²) | 0,55 | 300 | 54 | | 30 | |
| C13 | Muri in elevazione | XC4 | C13/15 (Rak 105 N/mm²) | 0,50 | 340 | 54 | | 35 | |

ACCIAIO
 Acciaio B450S ad aderenza migliorata, saldabile con maratura del produttore e del sopperatore
 in barre (6 mm <= Ø <= 50 mm) e rotoli (6 mm <= Ø <= 16 mm), reti elettrosaldate e tralicci.

Comune di Castronno (Va)
 Progetto di riqualificazione della piazza centrale di Castronno
 tavola delle strutture in calcestruzzo armato

| DATA | TITOLO DELL'ELABORATO | TAVOLA |
|---|--|--------|
| ottobre 2017 | PIANTA DELLE FONDAZIONI DISPOSIZIONE SEZIONI MURI - TRACCIAMENTO scala 1:100 | 3.20 |
| il progettista arch. Pietro Ferrario - Oasi arch. 21052 Busto Arsizio (Va) via sant' Ambrogio, 4 | Il Responsabile del procedimento arch. Luigi Battistella - UTC Castronno | |
| il Direttore dei Lavori | il costruttore | |