



Finanziato dall'Unione europea

NextGenerationEU

Finanziato con PNRR MISSIONE 4
componente 1
investimento 1.2

riccardo arzaroli architetto

viale Derna n. 45 25048 Edolo (BS)

Ordine Architetti Brescia n. 2082

luogo

via A. Morino
25048 Edolo (BS)

titolo

Realizzazione mensa per la scuola secondaria
di primo grado di Edolo (BS)
CUP G28H24000930006

Finanziato dall'Unione Europea - NextGenerationEU

committente

Comune di Edolo
Largo Mazzini n.1
25048 Edolo (BS)

data

05.12.2024

documento

Relazione di calcolo strutturale

Str.A

Indice

| | |
|--|----|
| 1. Premessa | 3 |
| 2. Descrizione dell'opera | 4 |
| 3. Dati generali | 6 |
| 4. Riferimenti legislativi | 7 |
| 5. Parametri dei materiali utilizzati | 8 |
| 5.1. Prove di accettazione | 9 |
| 5.1.1. Calcestruzzo | 9 |
| 5.1.2. Acciaio per cemento armato | 10 |
| 5.2. Durabilità | 11 |
| 6. Azioni e Carichi sulla struttura | 12 |
| 6.1. Combinazioni SLU statica | 17 |
| 6.2. Combinazioni SLE caratteristica | 17 |
| 6.3. Combinazioni SLE frequente | 18 |
| 6.4. Combinazioni SLE quasi permanente | 18 |
| 6.5. Analisi dei carichi | 19 |
| 6.6. Carichi variabili da vento | 20 |
| 6.7. Carichi variabili da neve | 22 |
| 7. Dati azione sismica | 24 |
| 8. Risultati analisi modale | 27 |
| 9. Drift | 27 |
| 10. Caratteristiche dell'Analisi e del Codice di Calcolo (cfr. NTC - § 10.2) | 28 |
| 11. Conclusioni | 37 |

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 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle 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 2018 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

La presente relazione riguarda la realizzazione di un nuovo fabbricato ad uso mensa scolastica, adiacente ma non aderente all'immobile sede della scuola secondaria di primo grado Rocco Serini di Edolo.

- Fondazioni sono superficiali del tipo continue e a trave rovescia;
- Strutture verticali, pilastri e setti sismo resistenti, pareti controterra in c.a. ;
- Copertura piana con lastre prefabbricate tipo predalles, travi REP, cordoli e velette in opera..

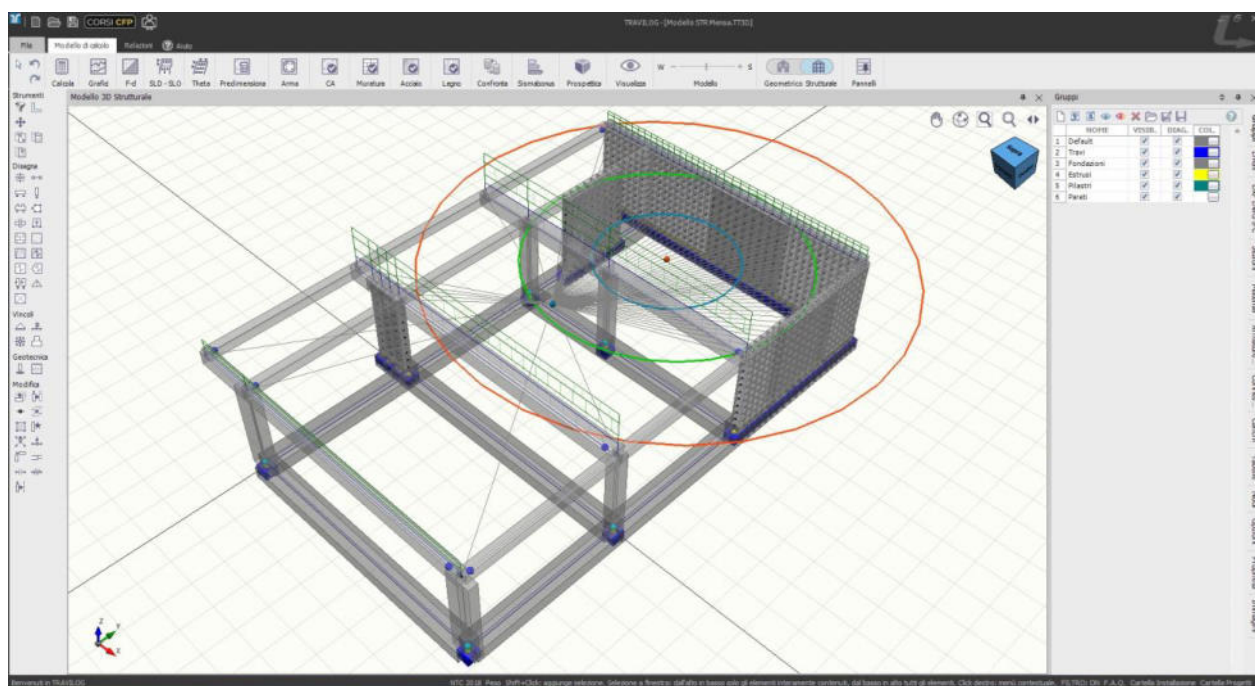


Figura 1: Schema unifilare

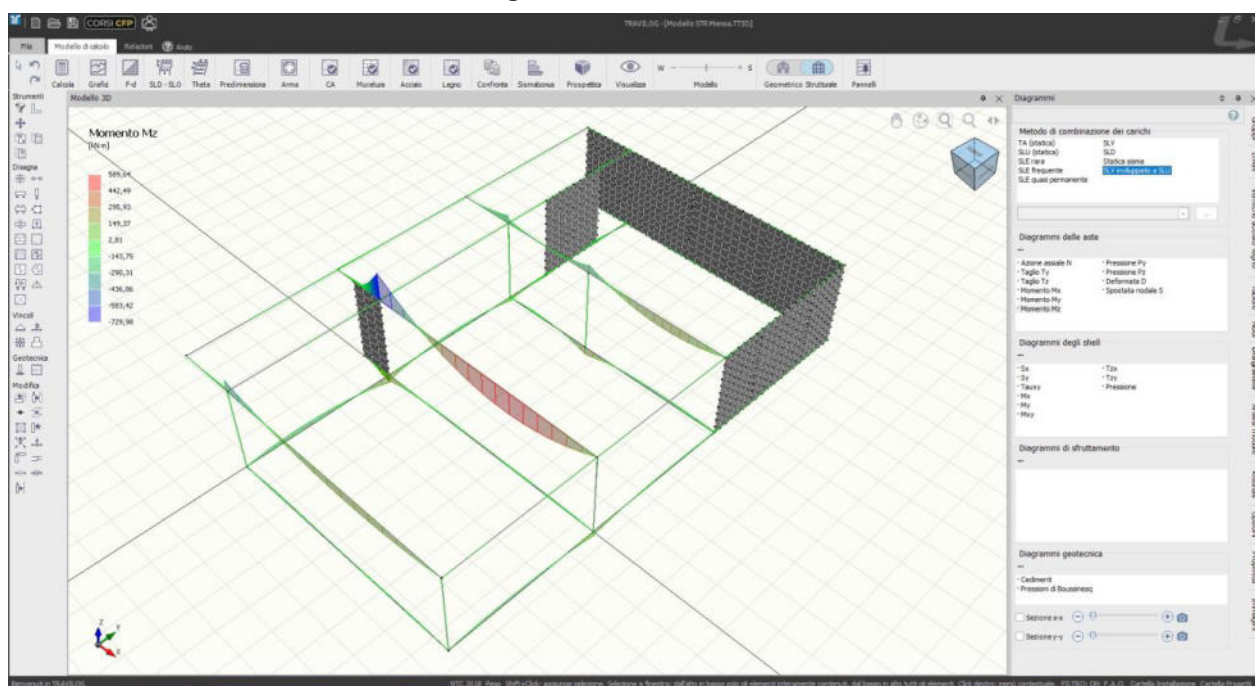


Figura 2: Momento M_z

Realizzazione mensa per la scuola secondaria di primo grado di Edolo (BS)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

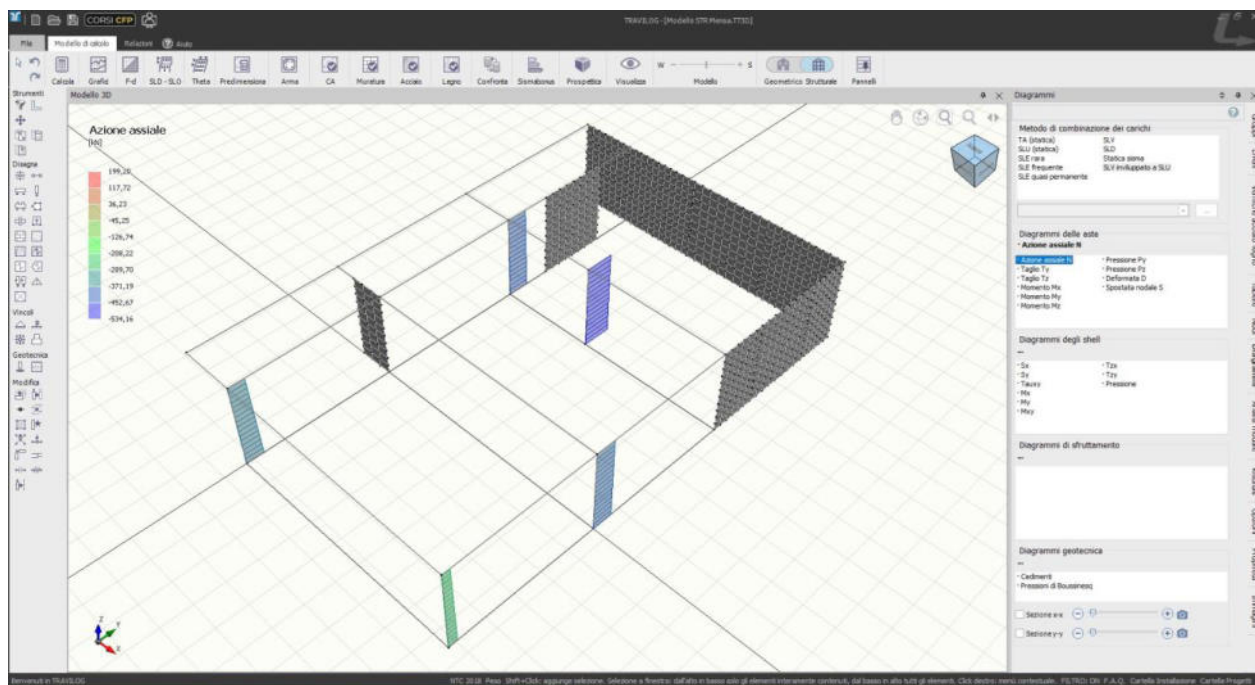


Figura 3: Azione assiale

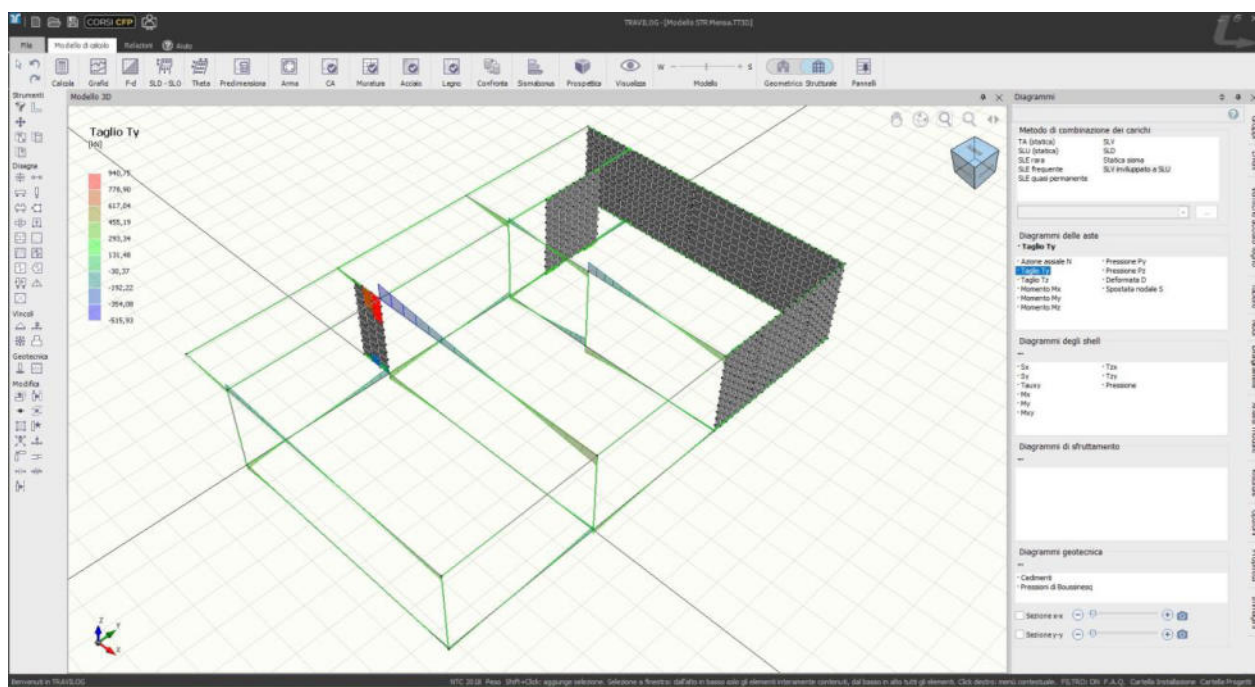


Figura 4: Taglio Ty

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: | <i>Modellazione STR Mensa</i> | | |
| Tipologia opera: | Edificio scolastico | Tipologia di intervento: | Nuova costruzione |
| Normativa di riferimento: | Stati limite Norme Tecniche 2018 | | |
| Tipo di analisi: | Sismica dinamica modale | Classe d'uso dell'edificio: | II |
| Numero di pratica: | Numero di variante: | | |

3.2 Località

| | | | |
|-------------------|-----------------------|-------------|--------|
| Descrizione area: | | | |
| Comune: | Edolo | Provincia: | BS |
| Longitudine: | 10,33° | Latitudine: | 46,18° |
| Altitudine: | 699 | | |
| Indirizzo: | Via Morino Alessandro | | |

3.3 Dati per analisi sismica

| | |
|---|------------------------|
| Vita nominale della struttura: 50 anni | Zona Sismica: 3 |
|---|------------------------|

3.4 Soggetti coinvolti

Progettista e D.L. architettonica e strutturale:
Arch. Riccardo Arzaroli
Viale Derna n.45 - 25048 – Edolo (BS)
Iscritto all'Ordine degli Architetti della Provincia di Brescia al n. 2082

Committente:
Comune di Edolo
Largo Mazzini n.1 – 25048 Edolo (BS)

4. Riferimenti legislativi

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

Normativa nazionale

- *Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018*
"Norme Tecniche per le Costruzioni 2018"
- *Circolare 21 gennaio 2019, n. 7*
"Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018". (GU n. 35 del 11-2-2019)"
- *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 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)"

Eurocodici

- *UNI EN 1992-1-1: 2005*
"Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- *UNI EN 1992-1-2: 2005*
"Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio".

5. Parametri dei materiali utilizzati

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_{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

Nome: **C28/35**

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Classe di resistenza: C28/35

Descrizione:

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 24,53 kN/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 29,05 N/mm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 2,83 N/mm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 1,98 N/mm²

Modulo Elastico E_{cm} : 32 588,11 N/mm²

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% $f_{ctd,5}$: 1,32 N/mm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 35,00 N/mm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 37,05 N/mm²

Resistenza media a flessione f_{cfm} : 3,40 N/mm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 3,69 N/mm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

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

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 16,46 N/mm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 2,46 N/mm²

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 : 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

5.1. 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 2018.

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.

5.1.1. Calcestruzzo

§ 11.2.4. PRELIEVO E PROVA DEI CAMPIONI (NTC 2018)

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "Resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo. Il prelievo non viene accettato se la differenza fra i valori di resistenza dei due provini supera il 20% del valore inferiore; in tal caso si applicano le procedure di cui al §11.2.5.3.

È obbligo del Direttore dei Lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo, di cui ai successivi paragrafi, tutte le volte che variazioni di qualità e/o provenienza dei costituenti dell'impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso, tale da non poter più essere considerato omogeneo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2012 e UNI EN 12390-2:2009.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-3:2009 e UNI EN 12390-4:2002.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della massa volumica vale quanto indicato nella norma UNI EN 12390-7:2009.

§ 11.2.5. CONTROLLO DI ACCETTAZIONE (NTC 2018)

Il controllo di accettazione è eseguito dal Direttore dei Lavori su ciascuna miscela omogenea e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1;
- controllo di tipo B di cui al § 11.2.5.2.

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla Tab. 11.2.1 seguente:

Tab. 11.2.1

| Controllo di tipo A | Controllo di tipo B |
|--|---|
| $R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$ | |
| $R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3) | $R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 s$ (N° prelievi ≥ 15) |
| Ove: R_{cm28} = resistenza media dei prelievi (N/mm ²); s = scarto quadratico medio | |

§ 11.2.5.1 CONTROLLO DI TIPO A (NTC 2018)

Ogni controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³ ed è costituito da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo 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.

§ 11.2.5.2 CONTROLLO DI TIPO B (NTC 2018)

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 miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo. Ogni controllo di accettazione di tipo B è costituito da almeno 15 prelievi, ciascuno dei quali eseguito su 100 m³ di getto di miscela omogenea. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo la legge di distribuzione più corretta e il suo valor medio, unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3. Per calcestruzzi con coefficiente di variazione (s/R_m) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al §11.2.7. Infine, la resistenza caratteristica R_{ck} di progetto dovrà essere minore del valore sperimentale corrispondente al frattile inferiore 5% delle resistenze

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 | R_{ck} [kg/cm ²] |
|--------|-------------------------------|-------------|-----------------------------------|
| C25/30 | 40 | 3 | 300 |

(*) Ogni prelievo è rappresentato da due cubetti

5.1.2. Acciaio per cemento armato

§ 11.3.2.12 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE (NTC 2018)

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori e devono essere effettuati, entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale, a cura di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Essi devono essere eseguiti in ragione di 3 campioni ogni 30 t di acciaio impiegato della stessa classe proveniente dallo stesso stabilimento o Centro di trasformazione, anche se con forniture successive.

Il prelievo dei campioni va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo ed alla identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare il riferimento a tale verbale. La richiesta di prove al laboratorio incaricato deve essere sempre firmata dal Direttore dei Lavori, che rimane anche responsabile della trasmissione dei campioni.

Qualora la fornitura di elementi sagomati o assemblati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso dei requisiti previsti al § 11.3.1.7, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di accettazione prescritti al presente paragrafo. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore Tecnico del Centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove da effettuarsi presso il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato delle prove di accettazione in cantiere, siano effettivamente quelli prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove contenente l'indicazione delle strutture cui si riferisce ciascun prelievo. In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore dei Lavori, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

5.2. 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 2018, 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 XC2.

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

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

Copri ferro 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.

6. Azioni e Carichi sulla struttura

Con riferimento al paragrafo 2.5.1.3 delle NTC, 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;
- **eccezionali (A):** azioni che si verificano eccezionalmente:
 - incendi
 - esplosioni
 - urti ed impatti
- **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** 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 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**, 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**, 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 eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A

$$G1 + G2 + P + Ad + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

- **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 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, 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 7.2.2 delle NTC.

Nella verifica allo stato limite ultimo si distinguono le combinazioni **EQU**, **STR** e **GEO** (cfr NTC § 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, per la progettazione di elementi strutturali, si adottano i coefficienti della colonna A1. Nelle verifiche STR e GEO che coinvolgono azioni di tipo geotecnico 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.

Approccio 1, combinazione 1: si utilizzano per le azioni i coefficienti della colonna A1

Approccio 1, combinazione 2: si utilizzano per le azioni i coefficienti della colonna A2

Approccio 2: si utilizzano per le azioni i coefficienti della colonna A1

Coefficienti parziali per le azioni [cfr. NTC 2018 Tabella 2.6.I]

| | | Coefficiente γ_f | EQU | A1 | A2 |
|------------------------------------|-------------|-------------------------|------------|-----------|-----------|
| 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} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Carichi variabili | Favorevoli | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

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 - Residenziale | 0,70 | 0,50 | 0,30 |
| Categoria B - Uffici | 0,70 | 0,50 | 0,30 |
| Categoria C - Ambienti affollati | 0,70 | 0,70 | 0,60 |
| Categoria D - Aree commerciali | 0,70 | 0,70 | 0,60 |
| Categoria E - Aree di accumulo o aree industriali | 1,00 | 0,90 | 0,80 |
| Categoria F - Veicoli con peso $\leq 30\text{kN}$ | 0,70 | 0,70 | 0,60 |
| Categoria G - Veicoli con peso $> 30\text{kN}$ | 0,70 | 0,50 | 0,30 |
| Categoria H - Coperture non praticabili | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Categoria I - Coperture praticabili | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Categoria K - Coperture per usi speciali | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Vento | 0,60 | 0,20 | 0,00 |
| Neve (a quota $\leq 1000\text{ m s.l.m.}$) | 0,50 | 0,20 | 0,00 |
| Neve (a quota $> 1000\text{ m s.l.m.}$) | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Variazioni termiche | 0,60 | 0,50 | 0,00 |

Dettagli per le combinazioni di calcolo.

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

Progetto e verifica in condizione statica

Realizzazione mensa per la scuola secondaria di primo grado di Edolo (BS)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

La verifica degli elementi 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, e in generale gli elementi 'asta, 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 M_z e M_y ,
- massima e minima per le azioni taglianti lungo gli assi principali d'inerzia T_z e T_y .

Nella verifica di travi e pilastri, e in generale gli elementi 'asta, queste 6 sollecitazioni (N^+ , N^- , M_z^+ , M_z^- , M_y^+ , M_y^-) 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^+ , M_z^+ , M_y^+
- N^+ , M_z^+ , M_y^-
- N^+ , M_z^- , M_y^+
- N^+ , M_z^- , M_y^-
- N^- , M_z^+ , M_y^+
- N^- , M_z^+ , M_y^-
- N^- , M_z^- , M_y^+
- N^- , M_z^- , M_y^-

Per la verifica 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 verifica:

- 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} .

La verifica degli elementi shell di tipo piastra è condotta 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 e verifica in condizione sismica

Le verifiche effettuate in condizione statica vengono integrate con i risultati della combinazione sismica (anche SLU sisma) e secondo le specifiche delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

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 (E_1 , E_2 , E_3).

Per la verifica di travi e pilastri, e in generale degli elementi 'asta', 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^- , ME_1^+ , ME_1^- , ME_2^+ , ME_2^-) e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- NE^+ , ME_z^+ , ME_y^+
- NE^+ , ME_z^+ , ME_y^-
- NE^+ , ME_z^- , ME_y^+
- NE^+ , ME_z^- , ME_y^-
- NE^- , ME_z^+ , ME_y^+
- NE^- , ME_z^+ , ME_y^-
- NE^- , ME_z^- , ME_y^+
- NE^- , ME_z^- , ME_y^-

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

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

- 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} .

La verifica degli elementi shell di tipo piastra è condotta 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.

6.1. Combinazioni SLU statica

Sono presenti 33 diverse combinazioni. Saranno riportate solo le prime 10.

1,3*Permanenti+1,5*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,5*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+0,75*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1,3*Permanenti+0,8*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,05*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+1,5*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1,3*Permanenti+1,5*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,05*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+1,5*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1,3*Permanenti+0,8*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,5*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+0,75*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1,5*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,05*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+1,5*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+0,8*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,5*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+0,75*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1,5*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,5*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+0,75*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+0,8*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,05*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+1,5*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1,3*Permanenti+0,8*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,5*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE

1,3*Permanenti+1,5*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,5*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE

1*Permanenti+0,8*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1,5*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE

...

6.2. Combinazioni SLE caratteristica

Sono presenti 11 diverse combinazioni. Saranno riportate solo le prime 10.

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+0,5*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+0,7*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+1*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+1*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+0,5*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+0,7*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+1*Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO

1*Permanenti+1*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE

1*Permanenti+1*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali

1*Permanenti

...

6.3. Combinazioni SLE frequente

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+0,6*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+0,2*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+0,7*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+0,2*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+0,6*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE+0,2*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO

1*Permanenti+0,7*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE

1*Permanenti+0,2*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali

1*Permanenti

6.4. Combinazioni SLE quasi permanente

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO+0,6*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali|PERMANENTE PORTATO

1*Permanenti+0,6*Categoria C - Ambienti affollati|VARIABILE

1*Permanenti

6.5. 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.

ANALISI CARICHI

Solaio esterno

Solaio lastra predalles H 5+20+5

| | | |
|--------------|-------------------------|------------------------|
| Peso proprio | 4,20 kN/m ² | 420 kg/m ² |
| Permanente | 2,60 kN/m ² | 260 kg/m ² |
| Neve | 2,70 | |
| Variabile | 4,00 kN/m ² | 400 kg/m ² |
| | 13,50 kN/m ² | 1350 kg/m ² |

Neve

quota 700 mslm coeff 1,6 per accumuli

| | | |
|--------------------|-----------------|------------------------|
| Carico al suolo | q _{sk} | 2,68 kN/m ² |
| Coeff forma | μ ₁ | 0,8 - |
| Coeff. esposizione | CE | 1,1 - |
| Coeff termico | C _t | 1 - |

Tramezze interne

Cartongesso W 112

| | |
|------------------------|----------|
| 0,43 kN/m ² | 43 kg/mq |
| 0,43 kN/m ² | 43 kg/mq |

H divisorio=

2,55

Peso divisorio =

109,65 kg/m

Tamponamenti interni

Cartongesso W 115+1

| | |
|------------------------|----------------------|
| 0,60 kN/m ² | 60 kg/m ² |
| 0,60 kN/m ² | 60 kg/m ² |

Muratura C.A.

Muro 30 cm

| | |
|------------------------|-----------------------|
| 7,50 kN/m ² | 750 kg/m ² |
|------------------------|-----------------------|

Muro 25 cm

| | |
|------------------------|-----------------------|
| 6,25 kN/m ² | 625 kg/m ² |
|------------------------|-----------------------|

6.6. Carichi variabili da vento

Vengono qui di seguito riportati i parametri utilizzati per la valutazione della pressione del vento in conformità a quanto descritto nel paragrafo 3.3 delle NTC:

$$p = q_r C_e C_p C_d$$

con

$$q_r = \frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2$$

$$v_r = v_b c_r$$

$$v_b$$

$$c_r = 0,75 \{1 - 0,2 \ln[-\ln(1-1/Tr)]\}^{1/2}$$

$$c_e$$

$$c_p$$

$$c_d$$

pressione cinetica di riferimento

velocità di riferimento

velocità base di riferimento

coefficiente di ritorno

coefficiente di esposizione

coefficiente di forma

coefficiente dinamico

Per il sito e la struttura in esame si individuano i seguenti requisiti

Altitudine s.l.m.

a_s 0 m

Zona di vento

0



Mapa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

essendo

$$v_b = v_{b0} c_a$$

$$c_a = 1$$

$$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$$

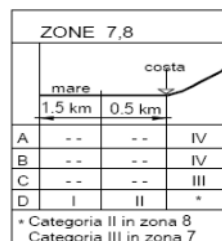
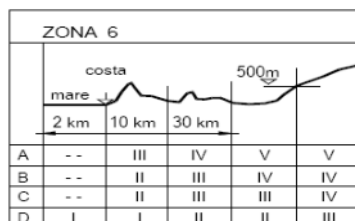
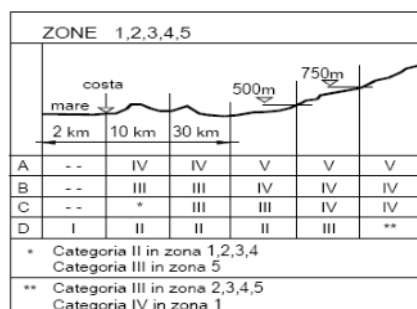
per $a_s \leq a_0$

per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |

Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

velocità di riferimento v_b 0 m/s
 pressione cinetica di riferimento q_b 0 N/m²



Definizione delle categorie di esposizione

classe di rugosità del terreno A
 categoria di esposizione del sito I
 altezza dal suolo di calcolo z 0

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

essendo poi

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

coefficiente di esposizione c_e 1,00
 coefficiente di forma c_p 1

pressione del vento p 0,00 N/m²

6.7. Carichi variabili da neve

Vengono qui di seguito riportati i parametri utilizzati per la valutazione della pressione della neve in conformità a quanto descritto nel paragrafo 3.4 delle NTC:

$$q_s = q_{sk} \mu_i c_E c_t$$

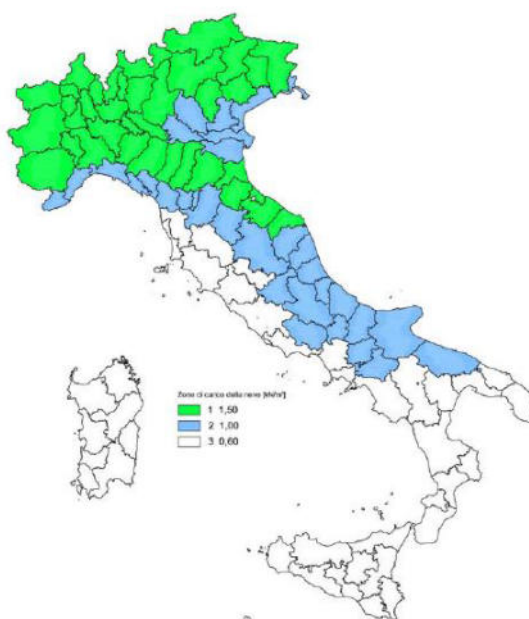
con

| | |
|----------|---|
| q_{sk} | carico neve sulla copertura |
| μ_i | coefficiente di forma della copertura |
| q_{sk} | valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m ²] per un periodo di ritorno di 50 anni |
| c_E | coefficiente di esposizione |
| c_t | coefficiente termico |

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Per il sito e la struttura in esame si individuano i seguenti requisiti

| | | |
|-------------------|-------|-----|
| Altitudine s.l.m. | a_s | 0 m |
| Zona | | 0 |



Mapa delle zone di carico da neve al suolo in cui è suddiviso il territorio italiano

| | | |
|---|----------|------------------------|
| valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo | q_{sk} | 0,00 kN/m ² |
|---|----------|------------------------|

| Topografia | Descrizione | C_E |
|-------------------|---|-------|
| Battuta dai venti | Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti. | 0,9 |
| Normale | Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. | 1,0 |
| Riparata | Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti | 1,1 |

Valori di C_E per diverse classi di topografia

| | | |
|-----------------------------|----------|---|
| coefficiente di esposizione | c_E | 1 |
| coefficiente termico | c_t | 1 |
| angolo della falda | α | 0 |

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_i | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Valori del coefficiente di forma

| | | |
|---------------------------------------|---------|------------------------|
| coefficiente di forma della copertura | μ_i | 1,00 |
| pressione della neve | p | 0,00 kN/m ² |

7. Dati azione sismica

Nei seguenti paragrafi vengono riportati i parametri utilizzati per la valutazione dell'azione sismica sulla struttura in esame, in accordo alle specifiche definite al capitolo 3.2 e 7.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni. In particolare gli spettri elastici considerati si basano sui dati e le correlazioni definite per il reticolo di riferimento così come definito nell'allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni.

7.1 Caratteristiche del sito

Comune: Edolo

Provincia: BS

Longitudine: 10,33 °

Latitudine: 46,18 °

Categoria di sottosuolo: C

Amplificazione topografica: T1

7.2 Caratteristiche dell'edificio

Vita nominale V_N : 50 anni

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso C_U : 1,5

Periodo di riferimento V_R : 75,00 anni

| | PVR | T_R | a_g | F_0 | T_C^* |
|--|------|---------|-------|-------|---------|
| Stato Limite di Operatività | 81 % | 45,00 | 0,29 | 2,60 | 0,20 |
| Stato Limite di Danno | 63 % | 75,00 | 0,35 | 2,64 | 0,21 |
| Stato Limite di Salvaguardia della Vita | 10 % | 712,00 | 0,67 | 2,77 | 0,30 |
| Stato Limite di Prevenzione del Collasso | 5 % | 1462,00 | 0,80 | 2,83 | 0,32 |

7.3 Parametri sismici

Componente orizzontale

Coefficiente di amplificazione topografica S_T : 1

Fattore di utilizzazione dello spettro elastico η : 1

| | S_S | S | C_C | T_B | T_C | T_D |
|--|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| Stato Limite di Operatività | 1,50 | 1,50 | 1,80 | 0,12 | 0,35 | 1,72 |
| Stato Limite di Danno | 1,50 | 1,50 | 1,75 | 0,12 | 0,37 | 1,74 |
| Stato Limite di Salvaguardia della Vita | 1,50 | 1,50 | 1,56 | 0,16 | 0,47 | 1,87 |
| Stato Limite di Prevenzione del Collasso | 1,50 | 1,50 | 1,53 | 0,16 | 0,49 | 1,92 |

Componente verticale

| | S_S | S | T_B | T_C | T_D | F_V |
|--|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| Parametri dello spettro di risposta elastico verticale | 1,0 | 1,50 | 0,05 | 0,15 | 1,0 | 3,05 |

con S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica

S coefficiente di amplificazione topografica e stratigrafica

F_0 fattore di amplificazione spettrale massima su sito rigido orizzontale

F_V fattore di amplificazione spettrale massima

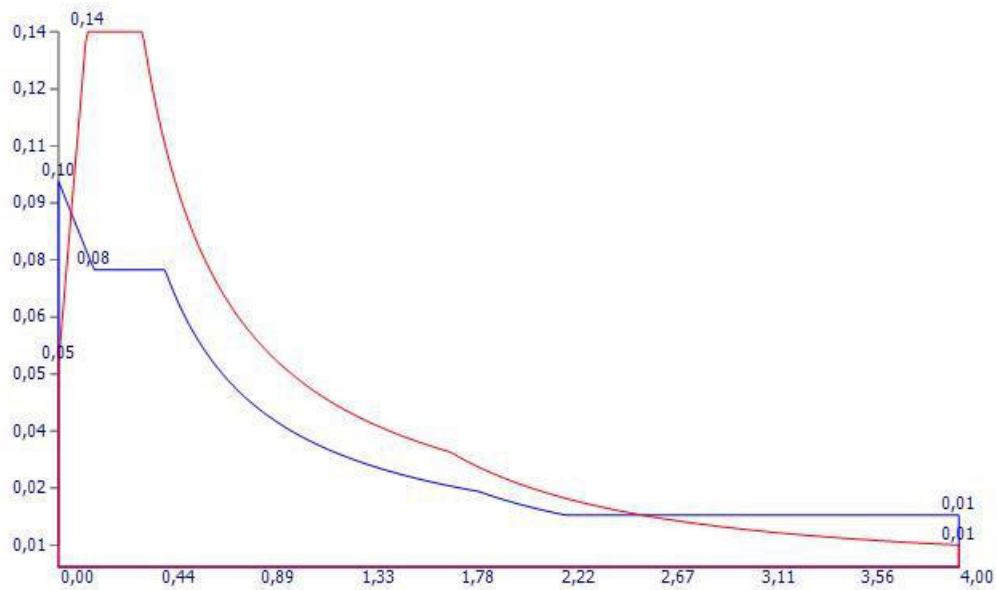
T_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, in [s]

T_B periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, in [s]

T_D periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, in [s]

7.4 Spettro di risposta in accelerazione

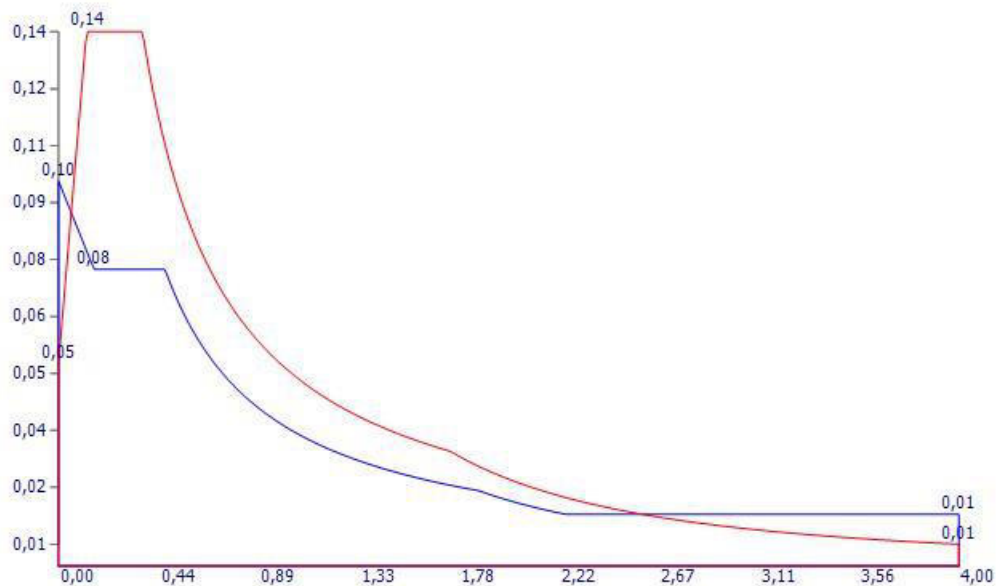
Direzione X



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

Spettro di risposta elastico orizzontale per SLE

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

7.5 Fattore di comportamento (NTC §7.3.1)

Qui di seguito vengono riportati i parametri utilizzati per stimare il valore del fattore di struttura 'q' adottato nel calcolo.

Tale parametro è espressione della presenza di sistemi strutturali dissipativi e dalla loro valutazione agli stati limite ultimi per ciascuna direzione dell'azione sismica, in funzione della tipologia strutturale, del grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale.

L'espressione più generica per il calcolo del fattore di struttura è:

$$q = q_0 K_R K_W$$

| Parametri di calcolo | |
|--|--|
| Classe di duttilità: CD 'B' | Regolarità in pianta: Regolare |
| Tipologia di modello strutturale: Edifici a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti | Rapporto di sovrarresistenza α_U/α_1 : 1,2 |
| Tipologia strutturale: Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste | Fattore di comportamento massimo q_0 : 3,6 |
| Regolarità in altezza: Edifici regolari | Fattore riduttivo K_R : 1 |
| Rapporto tra altezza a larghezza delle pareti q_0 : - | Fattore correttivo k_W : 1 |
| Fattore di comportamento | |
| Fattore di comportamento q_x – componente orizzontale in direzione X: 3,6 | |
| Fattore di comportamento q_y – componente orizzontale in direzione Y: 3,6 | |
| Fattore di comportamento q – componente verticale: 1,5 | |
| Coefficiente di amplificazione | |
| Coefficiente di amplificazione dell'azione sismica in direzione X: 1 | |
| Coefficiente di amplificazione dell'azione sismica in direzione Y: 1 | |

8. Risultati analisi modale

| | f [Hz] | T [s] | X [%] | Y [%] | Z [%] |
|--|--------|-------|-------|-------|-------|
| | 3,40 | 0,294 | 58,53 | 3,03 | 0,07 |
| | 6,56 | 0,152 | 3,80 | 72,45 | 0,26 |
| | 9,46 | 0,106 | 0,03 | 3,45 | 4,50 |
| | 10,32 | 0,097 | 0,36 | 0,17 | 19,32 |
| | 11,56 | 0,087 | 0,45 | 0,33 | 3,80 |
| | 13,43 | 0,074 | 7,81 | 0,01 | 2,56 |
| | 15,32 | 0,065 | 0,64 | 0,58 | 5,81 |
| | 20,20 | 0,049 | 0,97 | 0,81 | 7,72 |
| | 49,01 | 0,020 | 0,88 | 11,42 | 3,14 |
| | 51,94 | 0,019 | 16,06 | 0,48 | 1,69 |
| | Totale | | 89,53 | 92,72 | 48,87 |

9. Drift

| nodo | h [m] | dx [cm] | dy [cm] | dz [cm] | drift x [cm] | drift x/dh | drift y [cm] | drift y/dh | drift l [cm] | drift l/dh | Sfruttamento | Verificatio |
|------|-------|---------|---------|---------|--------------|------------|--------------|------------|--------------|------------|--------------|-------------|
| 2 | 0,00 | 0,000 | 0,000 | 0,273 | | | | | | | 0,00 | SI |
| 12 | 3,00 | 0,715 | 0,226 | 0,280 | 0,715 | 0,0024 | 0,226 | 0,0008 | 0,750 | 0,0025 | 0,25 | SI |

10. Caratteristiche dell'Analisi e del Codice di Calcolo (cfr. NTC - § 10.2)

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 § 10.2 si riportano di seguito le caratteristiche riguardanti la tipologia di analisi svolta ed il codice di calcolo utilizzato.

10.1 Analisi svolta

L'analisi condotta per la valutazione dell'azione sismica è di tipo lineare, in particolare è stata eseguita un'analisi dinamica modale.

11.2 Metodo di verifica

Le verifiche condotte si basano sul metodo degli Stati Limite sia per le condizioni ultime che di esercizio della struttura, così come definito al capitolo 4 e 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

10.2 Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

| | |
|--------------------------------------|---|
| Software | TRAVILOG TITANIUM 6 versione 2019.12 |
| Autore, produttore e distributore | Logical Soft s.r.l – via Garibaldi 253, 20832 Desio (MB) |
| Metodo numerico adottato | Metodo di calcolo agli elementi finiti |
| Solutore ad elementi finiti adottato | Xfinest di Harpaceas |

10.3 Caratteristiche dell'Elaboratore

| | |
|-------------------|--|
| Sistema Operativo | Sistema Operativo Nome: Microsoft Windows 10 Pro Versione: 6.2.9200.0 RAM: 8035 MByte |
| Processore | Processore computer Tipo CPU: Intel(R) Core(TM) i7-8700 CPU @ 3.20GHz Intel64 Family 6 Model 158 Stepping 10 Velocità CPU: 3192 MHz |
| Scheda Video | Scheda grafica Descrizione: Intel(R) UHD Graphics 630 Versione Driver: 26.20.100.7262 Modalità video: Processore video: Intel(R) UHD Graphics Family Accelerazione: sconosciuta RAM: 1 024 MByte |

9.4 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*, utilizzato nella modellazione della struttura.

Codice di calcolo

Il codice di *TRAVILOG* è stato sviluppato da Logical Soft s.r.l. in linguaggio Visual Studio 2017 e .Net Framework 4.7 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* ed altro codice di calcolo di confronto. Il solutore a elementi finiti utilizzato dal programma è XFinest 8.5, prodotto da Harpaceas s.r.l. La bontà del solutore è certificata direttamente da CEAS s.r.l., produttore di XFinest 9.0. 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 x 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 risolvibile 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.

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

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 delle strutture.
- 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 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:
 - **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.
 - **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.**
 - **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

- **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 mostra la terna locale: asse locale X rosso, asse locale Y verde, asse locale Z blu.



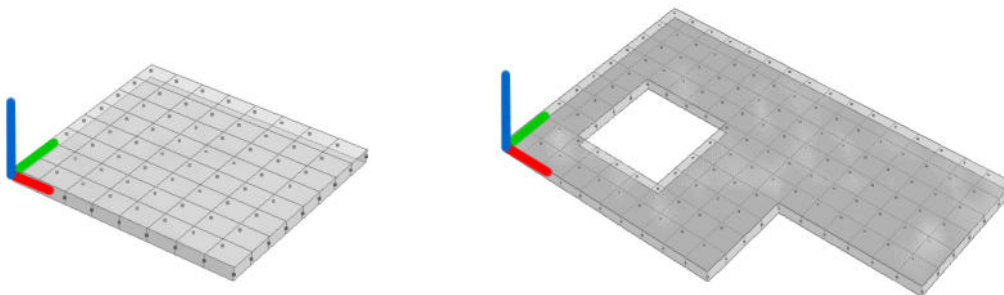
Terne locali dell'elemento asta (trave e pilastro)

- **Riferimento locale per gli elementi shell.** Per gli elementi bidimensionali TRAVILOG 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:

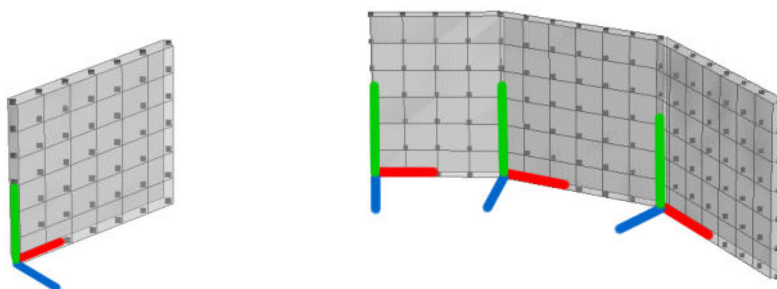
asse X locale (rosso) con origine nel primo nodo cliccato e in direzione primo nodo – secondo nodo. Asse Y locale (verde) ortogonale a X locale, complanare all'elemento ed in direzione del terzo nodo. Asse Z locale (blu) ortogonale al macro elemento. Per questo tipo di elemento è anche possibile definire 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.




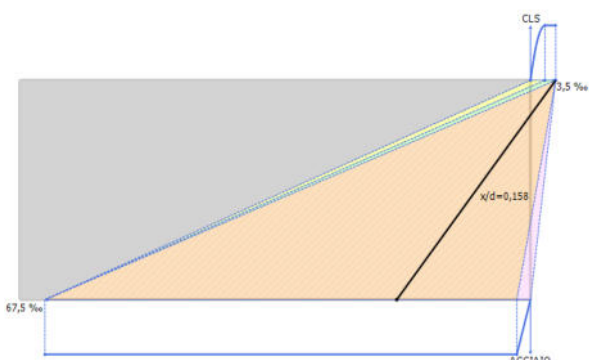
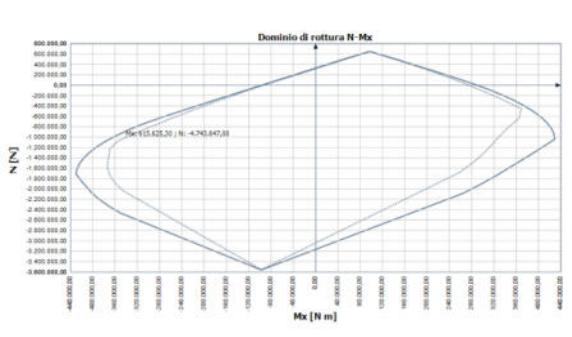
Esempio terne locali elementi estrusi

Test di verifica 1: sezione rettangolare in c.a.

Descrizione

In questo esempio si vogliono valutare allo SLU gli effetti di una flessione semplice applicata ad una sezione rettangolare.

Geometrie, carichi e materiali

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|-----------------------|-------|---------------|-------|-------------------|-------|---------------------|------|------------|------|--------------------------|------|--------------------------|------|-------------------------------|----------------------|---------------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------------|--------------------|------------|
|  | <table><tr><td>Altezza della sezione</td><td>68 cm</td></tr><tr><td>Altezza utile</td><td>65 cm</td></tr><tr><td>Larghezza sezione</td><td>30 cm</td></tr><tr><td>Armatura tesa B450C</td><td>4Φ20</td></tr><tr><td>Copriferro</td><td>3 cm</td></tr><tr><td>Armatura compressa B450C</td><td>2Φ16</td></tr><tr><td>Distanza bordo compresso</td><td>3 cm</td></tr><tr><td>Resistenza caratteristica cls</td><td>30 N/mm²</td></tr><tr><td>Tensione caratteristica acciaio</td><td>450 N/mm²</td></tr><tr><td>Modulo elastico acciaio</td><td>2060000 daN/cm²</td></tr><tr><td>Momento di calcolo</td><td>200000 Nmm</td></tr></table> | Altezza della sezione | 68 cm | Altezza utile | 65 cm | Larghezza sezione | 30 cm | Armatura tesa B450C | 4Φ20 | Copriferro | 3 cm | Armatura compressa B450C | 2Φ16 | Distanza bordo compresso | 3 cm | Resistenza caratteristica cls | 30 N/mm ² | Tensione caratteristica acciaio | 450 N/mm ² | Modulo elastico acciaio | 2060000 daN/cm ² | Momento di calcolo | 200000 Nmm |
| Altezza della sezione | 68 cm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Altezza utile | 65 cm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Larghezza sezione | 30 cm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Armatura tesa B450C | 4Φ20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Copriferro | 3 cm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Armatura compressa B450C | 2Φ16 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Distanza bordo compresso | 3 cm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Resistenza caratteristica cls | 30 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Tensione caratteristica acciaio | 450 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Modulo elastico acciaio | 2060000 daN/cm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Momento di calcolo | 200000 Nmm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  |  | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Risultati

| Azione | Teorico | Calcolato | Scostamento % |
|--------|-----------|-----------|---------------|
| x/d | 0,165 | 0,156 | -5,60 |
| Mu | 290000 Nm | 289925 Nm | -1,0 |

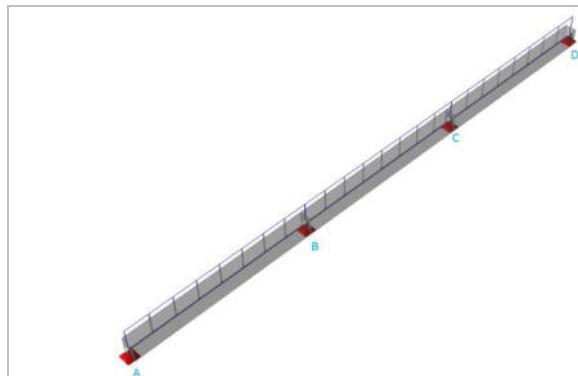
Bibliografia: Teoria e pratica delle costruzioni in cemento armato. Mauro Mezzina, Domenico Raffaele, Amedeo Vitone - Edizione: "Città Studi"

Test di verifica 2: trave carico uniforme su tre campate

Descrizione

In questo esempio si valutano gli effetti un carico distribuito su una trave a tre campate. I vincoli introdotti sono delle cerniere.

Geometrie, carichi e materiali



$L_{campate} = 4 \text{ m}$
Sezione della trave (b x h) 25x40
Carico distribuito $p = 20000 \text{ N}$

Risultati

| Azione | Teorico | Calcolato | Scostamento % |
|-------------|---------|-----------|---------------|
| V_A | | 32000 | 0 |
| V_B | | 88000 | 0 |
| V_C | | 88000 | 0 |
| V_D | | 32000 | 0 |
| T_{Bsx} | | -48000 | 0 |
| T_{Bdx} | | 40000 | 0 |
| T_{Csx} | | -40000 | 0 |
| T_{Cdx} | | 48000 | 0 |
| T_D | | -32000 | 0 |
| $M_A = M_D$ | | 0 | 0 |
| $M_B = M_C$ | | -32000 | 0 |
| $M_E = M_G$ | | -25500 | -1,0 |
| M_F | | -8000 | 0 |

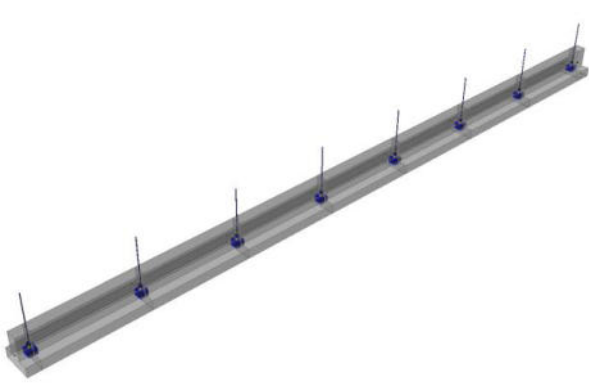
Bibliografia: Prontuario per il calcolo di elementi strutturali. Biagio Furiozzi, Claudio Messina, Leonardo Paolini

Test di verifica 3: trave su suolo elastico

Descrizione

In questo esempio si valuta una trave di fondazione appoggiata su un terreno schematizzabile come suolo elastico alla Winkler. Per la modellazione del telaio sono stati utilizzati elementi ASTA alla WINKLER.

Geometrie, carichi e materiali

| | |
|---|---|
|  | <p>$L_{campata} = 3,20 \text{ m}$ $L_{mensola} = 0,40 \text{ m}$ $P_{interno} = 65000 \text{ N}$ $P_{esterno} = 40000 \text{ N}$</p> <p>Sezione T rovescia $B = 0,95 \text{ m}$ $b = 0,35 \text{ m}$ $H = 0,30 \text{ m}$ $h = 0,70 \text{ m}$ $J_{trave} = 45,1 \times 10^{-3} \text{ m}^4$ $E = 2,6 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$</p> |
|---|---|

Risultati

| Azione | Bibliografia | Calcolato | Scostamento % |
|-------------|------------------------|------------------------|---------------|
| M I camp | 182000 Nm | 185632 Nm | +1.99 |
| M II camp | 92000 Nm | 91925 Nm | +0.08 |
| M III camp | 80000 Nm | 79696 Nm | -0.38 |
| T II camp | 322000 N | 327802 N | +1.80 |
| P camp cent | 20,2 N/cm ² | 21,0 N/cm ² | +3.96 |

Bibliografia: Esercizi di Tecnica delle Costruzioni. Giandomenico Toniolo - Edizione: "Zanichelli

Test di verifica 4: portale incastrato caricato lateralmente

Descrizione

In questo esempio si vogliono valutare gli effetti di un carico distribuito verticalmente su di un telaio ad aste ortogonali. I vincoli introdotti sono perfetti e nel calcolo a mano si sono supposte aste assialmente rigide.

Geometrie, carichi e materiali

| | |
|--|--|
| | <p>$p = 20000 \text{ N}$ $L_{AC} = L_{CD} = L_{DB} = 5 \text{ m}$ $E = 2,85 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$</p> <p>Sezione AC $0,40 \times 0,40 \text{ m}$ $J_{AC} = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$ Sezione CD $0,40 \times 0,40 \text{ m}$ $J_{CD} = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$ Sezione BD $0,40 \times 0,40 \text{ m}$ $J_{BD} = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$</p> |
|--|--|

Risultati

| Azione | Teorico | Calcolato | Scostamento % |
|-------------------|---------|-----------|---------------|
| $X_A \text{ [N]}$ | | -79200 | +1,0 |
| $X_B \text{ [N]}$ | | 20800,05 | -1,0 |
| $Y_A \text{ [N]}$ | | 14259,60 | -1,0 |
| $Y_B \text{ [N]}$ | | -14259,60 | -1,0 |
| $M_A \text{ [N]}$ | | 127239,60 | -3,0 |
| $M_B \text{ [N]}$ | | -46462,20 | -3,0 |
| $M_C \text{ [N]}$ | | -28760,10 | -1,0 |
| $M_D \text{ [N]}$ | | 42538,08 | -1,0 |

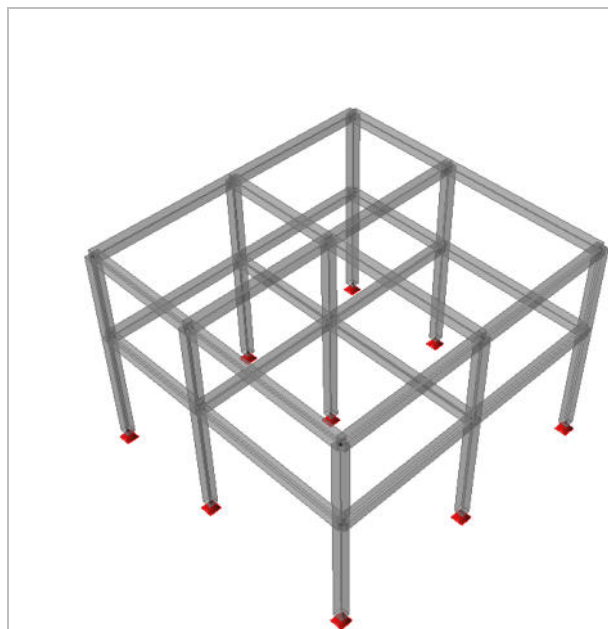
Bibliografia: Manuale dell'Ingegneria, Nuovo Colombo - Edizione: "82 esima edizione, HOEPLI"

Test di verifica 5: calcolo dei taglianti di piano per un telaio in c.a. con due impalcati

Descrizione

In questo esempio si valutano i taglianti di piano alla luce delle prescrizioni del §7.3.3.2 NTC 2018 per l'analisi lineare statica. Si considera un telaio tridimensionale scarico, composto da travi e pilastri. Sono presenti due impalcati considerati rigidi assialmente. Il primo interpiano è a quota 4 m, la copertura a 7 m.

Geometrie, carichi e materiali



Sezione pilastri 0,30x0,30 m

Sezione travi 0,30x0,30 m

IMPALCATO 1

n°pilastri = 9 $L_{pilastri} = 3,5$ m

n°travi = 6 $L_{TOT, travi} = 58,5$ m

IMPALCATO 2

n°pilastri = 9 $L_{pilastri} = 1,5$ m

n°travi = 6 $L_{TOT, travi} = 58,5$ m

CALCESTRUZZO 25/30

Densità = 25000 N/m³

Periodo proprio della struttura:

Risultati

| Azione | Teorico | Calcolato | Scostamento % |
|---------------------------|---------|-----------|---------------|
| Massa totale [N] | | 405000 | 0 |
| Tagliante Impalcato 1 [N] | | 18254,81 | +4,0 |
| Tagliante Impalcato 2 [N] | | 25556,8 | +4,0 |

Bibliografia: Norme Tecniche per le Costruzioni .

11. Conclusioni

Nel rispetto di quanto richiesto nel capitolo 10 dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 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.