

PROGETTO ESECUTIVO

COMPLESSO NATATORIO COPERTO

Inquadramento:

Piazzale Pancrazi n°1, Faenza (RA)

Foglio 131; Particella 680 e porzione particella 1554

RELAZIONE TECNICA STRUTTURA VASCA

2 dicembre 2013

A02.2

Proprietà: Comune di Faenza

Committente e gestore: Nuova CO.GI. Sport soc. coop. p.a. Gestione Impianti Sportivi e Promozione

Responsabile dei Lavori / Responsabile del procedimento: Ing. Massimo Donati c/o Comune di Faenza, Piazza del Popolo 31, Faenza (RA)



COOPROGETTO

architettura ingegneria servizi

via Severoli, 18 - 48018 Faenza (RA)

tel. 0546-29237 - fax. 0546-29261

segreteria@cooprogetto.it

Arch. Alessandro Bucci

collaboratori:

Arch. Luca Landi

Arch. Michele Vasumini



Progetto impianti elettrici

Per. Ind. Marco Samorini

collaboratori:

Per. Ind. Andrea Bravaccini

Progetto impianti meccanici

Per. Ind. Alberto Schwarz

Per. Ind. Christian Bassi

Progetto strutturale

Ing. Marco Peroni

Geologo: Giancarlo Andreatta

Coordinatore Sicurezza:

Ing. Paolo Ruggeri

Pratiche precedenti

Firme dei tecnici ognuno per le proprie competenze

Presa visione

DOCUMENTO TIMBRATO E FIRMATO
NELL'ORIGINALE CARTACEO
DEPOSITATO AGLI ATTI

data	redatta da

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	2
“Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale”	2
a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geomorfologiche	2
b) Descrizione generale della struttura	2
c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati	4
d) Definizione dei parametri di progetto	4
e) Descrizione dei materiali	7
f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione	7
g) Principali combinazioni delle azioni	9
h) Metodo di analisi	12
i) Criteri di verifica agli stati limite	14
j) Principali risultati	15
k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo	17
l) Verifiche Geotecniche delle Fondazioni	20
3. RELAZIONE SUI MATERIALI	20
4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI	25
5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA	25
6. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI	25
6.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito	26

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

“Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale”

a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geomorfologiche

Nella presente relazione tecnica vengono illustrati i calcoli relativi alla realizzazione di una vasca interrata in c.a. ad uso piscina e locali tecnici. Il fabbricato è ubicato nel comune di Faenza (RA), Piazzale Pancrazi n°1, in zona sismica di II categoria a media sismicità ($0,15 \leq PGA < 0,25g$). Il sito di edificazione sorge in un'area pianeggiante rientrando nella categoria topografica T_1 . Sulla base dei risultati derivanti dalle indagini geologiche redatte dal Dott. Geol. Giancarlo Andreatta si è riscontrata la presenza di litotipi di terreno argilloso-limoso-sabbioso di buona consistenza alla quota di 1,80m di profondità. Come si evince dalla relazione geologica, si può affermare che il suolo di interesse è classificabile come categoria C.

b) Descrizione generale della struttura

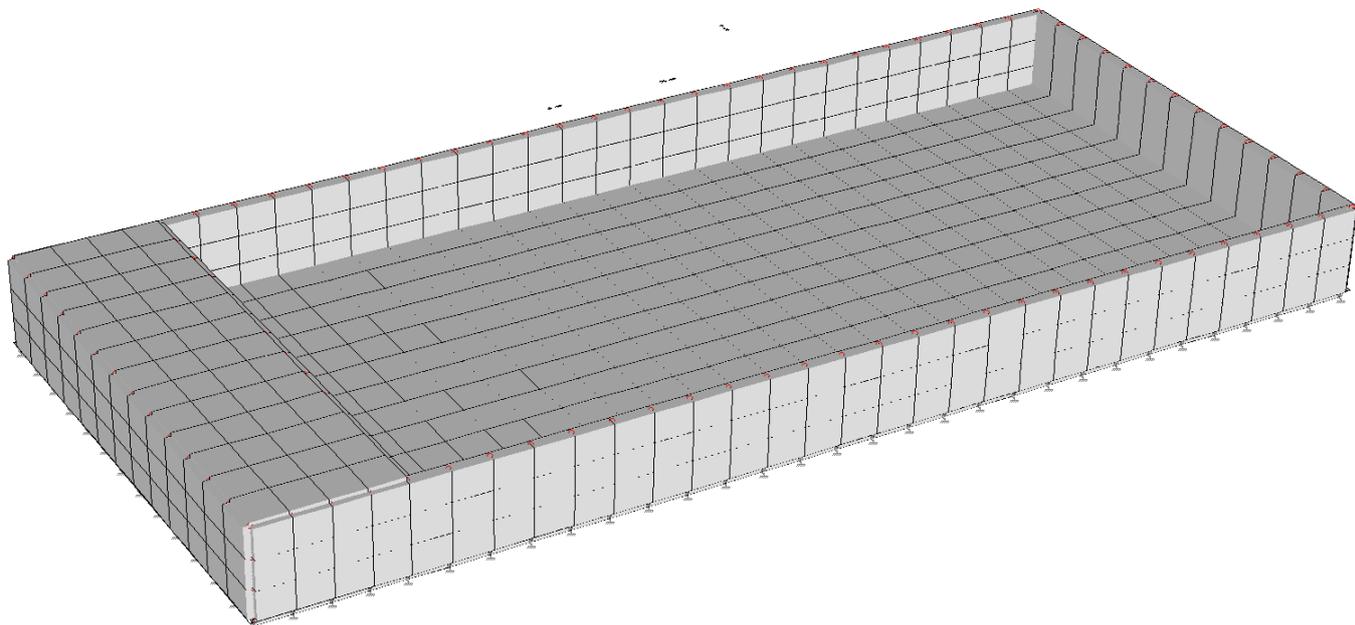
La vasca in c.a. (vasca nuoto + vasca di compenso) ha misura in pianta complessiva pari a 29.00x13.0m per una profondità massima dallo spiccato delle fondazioni alla testa delle pareti pari ad $h=2.58m$.



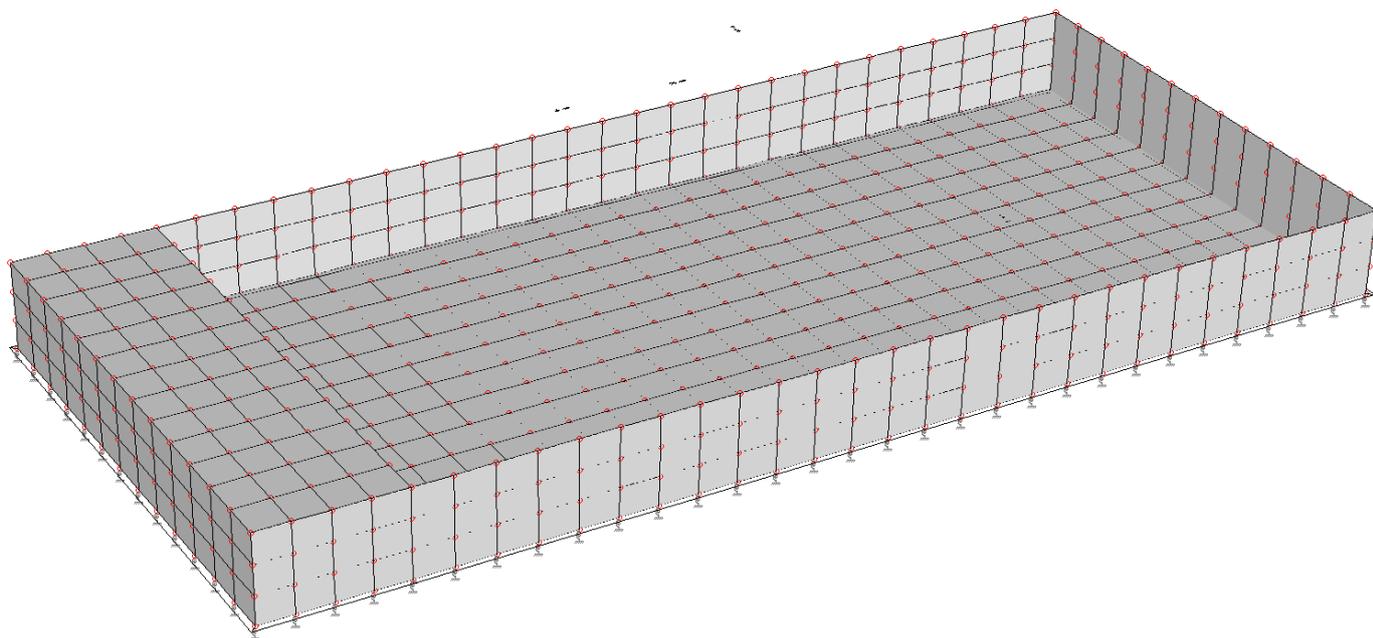
Strutturalmente si tratta di una struttura a pareti interne ed esterne di spessore 30cm e relativa fondazione a platea nervata di spessore 40cm. La vasca dove vengono predisposti i locali tecnici è chiusa da un orizzontamento in soletta piena di spessore 16cm.

La struttura in esame non interferisce con il circostante capannone prefabbricato che la ricopre.

La modellazione e l'analisi di tipo numerico è stata eseguita mediante il programma di calcolo *MasterSap*. Le verifiche sono state completate da semplici calcoli manuali, che per la particolare tipologia di struttura si ritiene possano essere più significativi rispetto ad un'analisi sismica.



Modello solido 3D



Modello wireframe

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Nella progettazione e nelle verifiche sono state utilizzate le Nuove norme tecniche per le costruzioni “DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008” e relativa “Circolare 02 Febbraio 2009”.

d) Definizione dei parametri di progetto

L'edificio è situato nel comune di Faenza (RA), Piazzale Pancrazi, con le seguenti coordinate geografiche:

Latitudine 44° 17' 10.09" N
Longitudine 11° 53' 06.18" E

Il fabbricato viene classificato come opera che prevede normali affollamenti (Classe d'uso II).

Si assume come vita nominale della costruzione $V_N = 50\text{anni}$.

Per costruzioni in Classe d'uso II il valore del coefficiente d'uso C_U viene assunto pari a 1,0.

Azione sismica

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento, valutato moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso della costruzione, per cui si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50\text{anni}$$

Per tale vita di riferimento si devono considerare azioni sismiche che abbiano una probabilità di superamento pari al:

- SLO: 81% in $V_R = 50$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 30$ anni
- SLD: 63% in $V_R = 50$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 50$ anni
- SLV: 10% in $V_R = 50$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 475$ anni
- SLC: 5% in $V_R = 50$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 975$ anni

I valori dei parametri sismici relativi a ciascuno stato limite sono riportati nella seguente tabella riassuntiva.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.067	2.401	0.261
SLD	50	0.085	2.393	0.270
SLV	475	0.205	2.448	0.303
SLC	975	0.257	2.506	0.314

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto secondo la classificazione indicata nelle NTC 14/01/2008, il profilo stratigrafico risulta appartenere alla **categoria di sottosuolo di tipo "C"**.

Dal punto di vista topografico il sito di costruzione risulta pianeggiante, rientrando nella **categoria topografica T_1** , per cui il **coefficiente di amplificazione topografica S_T** è $S_T = 1,0$.

La zona sismica in cui sorge il fabbricato è classificata in Zona Sismica 2, caratterizzata da pericolosità sismica media.

In particolare, per quanto riguarda lo stato limite SLV, si considera l'accelerazione orizzontale massima $a_g=0,205g$.

Il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 è pari a 2,45, mentre il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* è 0,30 s.

In funzione della tipologia strutturale è stato adottato un fattore relativo al coefficiente di smorzamento $\eta=1$.

I valori dei parametri sismici sono riportati nelle schermate seguenti che riassumono i dati di input utilizzati nell'analisi.

Parametri indipendenti

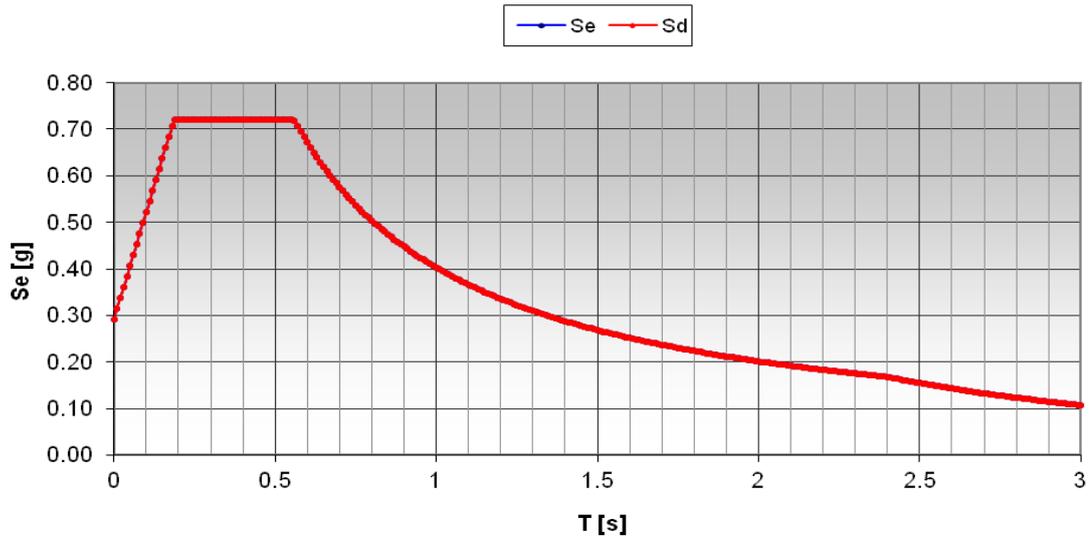
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.205 g
F_0	2.448
T_c^*	0.303 s
S_S	1.399
C_C	1.557
S_T	1.000
q	3.300

Parametri dipendenti

S	1.399
η	0.303
T_B	0.157 s
T_C	0.472 s
T_D	2.420 s

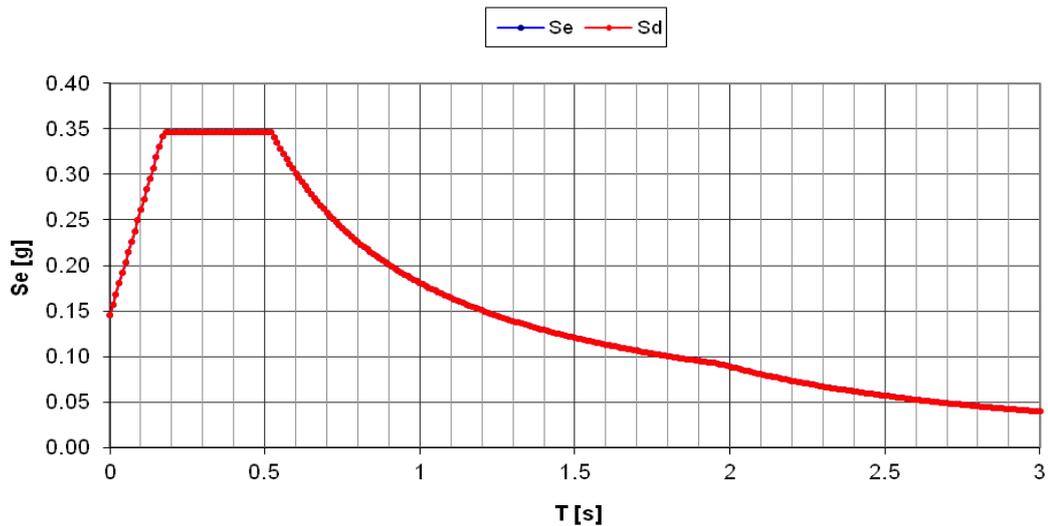
Nota la categoria del suolo e tutti i parametri (a_g , F_0 , T_c^* , S , η , T_B , T_C , T_D), si ricava il grafico dello Spettro di Risposta Elastico SLV, riportato di seguito:

spettro accelerazioni orizzontali



Inoltre, si riporta di seguito il grafico dello Spettro di Risposta Elastico SLD:

spettro accelerazioni orizzontali



Analisi dei carichi

Le combinazioni di carico s.l.u. (fondamentale) e s.l.e. (rara, frequente e quasi permanente) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare le situazioni più sfavorevoli agenti sui singoli elementi della struttura. Nella modellazione oltre al peso proprio degli elementi, considerato automaticamente dal programma di calcolo, sono stati applicati il carico permanente dei pannelli autoportanti di copertura "G₁" (permanenti strutturali), il carico del manto di copertura "G₂", il carico dei tamponamenti "G₂" (permanenti non strutturali) e il carico delle neve "Q_{k1}" (accidentale neve). L'analisi proposta nel seguito viene utilizzata anche come input del programma di calcolo MasterSap con il quale sono state verificate le strutture.

Analisi dei carichi: combinazione fondamentale

AZIONI	TIPO DI CARICO	CARICO SLE [daN/mq]	γ	ψ	CARICO SLU [daN/mq]
G1	Peso soletta in c.a.	400	1.3		520
G2	Sottofondo e pavimento	70	1.3		91
	TOTALE PERMANENTI Gk	470			611
Qk1	Variabile	300	1.5		450
	TOTALE VARIABILI Qk	300			450
Fd	TOTALE CARICHI	770			1061

In accordo con quanto riportato nella relazione geologica si considera un carico del terreno valutato circa 1800 daN/m³.

e) Descrizione dei materiali

I materiali utilizzati per uso strutturale sono distinti come segue:

Strutture in calcestruzzo gettato in opera (fondazioni e pareti interrato):

calcestruzzo di classe C25/30 (§11.3.1 DM2008), con resistenza di calcolo a compressione $f_{cd}=141,66$ daN/cm²;

acciaio B450C (§11.3.2 DM2008) controllato in stabilimento, con resistenza di calcolo pari a $f_{yd} = 3913$ daN/cm².

Strutture in calcestruzzo gettato in opera (strutture in elevazione):

calcestruzzo di classe C28/35 (§11.3.1 DM2008), con resistenza di calcolo a compressione $f_{cd}=164,66$ daN/cm²;

acciaio B450C (§11.3.2 DM2008) controllato in stabilimento, con resistenza di calcolo pari a $f_{yd} = 3913$ daN/cm².

f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

Criteri di progettazione:

La struttura è stata calcolata in campo elastico, adottando un fattore di struttura $q=1$.

Metodologia di modellazione

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). E' stata utilizzata un'analisi dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo agli stati limite ultimo /esercizio secondo quanto previsto dal DM 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni. Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Il modello tiene conto della distribuzione delle masse e non considera rigidità aggiuntive costituite da elementi non strutturali. La struttura è schematizzata con elementi resistenti a telaio orditi nelle due direzioni principali connessi dai solai che fungono da diaframmi orizzontali; questi ultimi sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

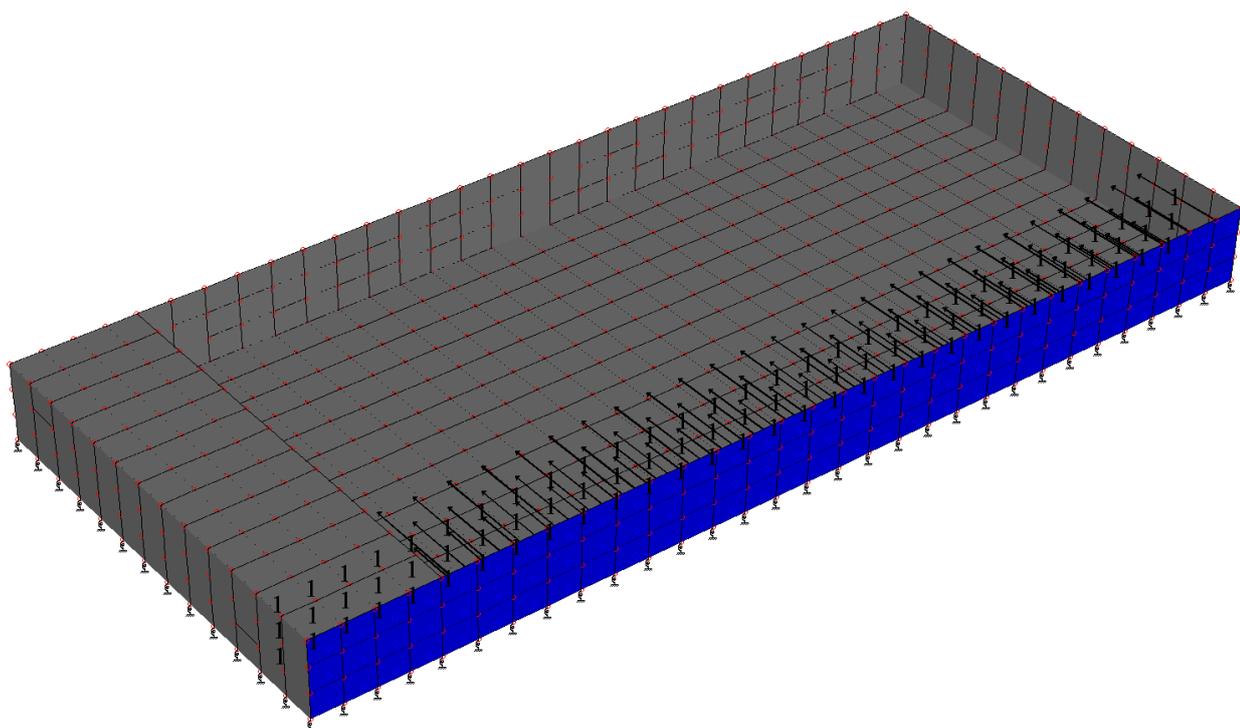
Ai fini della modellazione gli elementi finiti presi in considerazione sono:

- 1) elemento tipo "shell" per pareti e solai
- 2) elemento vincolo molla per il terreno di fondazione

Il calcolo delle sezioni in c.c.a. è stato eseguito con i metodi classici della scienza delle costruzioni nelle ipotesi di:

- 1) mantenimento della planarità delle sezioni nella situazione deformata;
- 2) risposta elastica lineare e simmetrica dei materiali;
- 3) conglomerato non reagente a trazione.

A favore di sicurezza è stata considerata la situazione più sfavorevole per le pareti in c.a., ovvero quando la vasca ad uso piscina è vuota e soggetta al carico esterno del terreno.



Schematizzazione del carico del terreno

g) Principali combinazioni delle azioni

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura.

I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di danno e gli effetti del second'ordine. In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.

Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (deformazioni ecc.).

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera e in questo caso vengono considerati come carichi verticali uniformemente distribuiti. Tutti gli altri carichi accidentali considerati sono il carico dovuto alla neve, del vento e l'azione dinamica dovuta al sisma. Le azioni sollecitanti utilizzate sono state calcolate secondo le seguenti espressioni:

Combinazione fondamentale: stati limite ultimi (SLU)

$$F_d = \gamma_g * G_k + \gamma_p * P_k + \gamma_q * [Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik})]$$

Combinazione caratteristica rara (SLE)

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ki})$$

Combinazione frequente (SLE)

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} * Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} * Q_{ki})$$

Combinazione quasi permanente (SLE)

$$F_p = G_k + P_k + \sum(\psi_{2i} * Q_{ki})$$

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_{k,1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante (principale) di ogni combinazione;

Q_{k,J} sono i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti e che possono agire contemporaneamente a quella dominante;

γ_G = coefficiente parziale per le azioni permanenti = 1,3
(1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

γ_Q = coefficiente parziale per le azioni variabili = 1,5
(0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) ;

γ_p = coefficiente parziale per la precompressione = 1,0 ;

Le azioni variabili Q_{k,J} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} .

Con riferimento alla durata percentuale relative ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- Valore quasi permanente $\psi_{2j} * Q_{k,J}$
- Valore frequente $\psi_{1j} * Q_{k,J}$
- Valore raro $\psi_{0j} * Q_{k,J}$

Il programma di calcolo utilizza nelle combinazioni di carico un valore finale di moltiplicatore della condizione che discende dal prodotto dei coefficienti $\gamma * \psi$ che il programma stabilisce in base alla categoria di carico selezionata (Permanente, Variabile, ecc.). Alle configurazioni delle azioni di tipo statico si aggiungono quelle sismiche.

Combinazione sismica

$$F_{SISMICA} = E + G_K + P + \sum_{j=1}^n (\psi_{2,j} * Q_{K,j})$$

L'azione sismica in X (denominata "Ex") e quella in Y (denominata "Ey") vengono considerate agenti contemporaneamente nelle possibili combinazioni del 100% dell'una con il 30% dell'altra. Considerando anche i due possibili versi di ciascuna azione sismica abbiamo quindi queste situazioni:

Ex+0.3Ey
Ex-0.3Ey
-Ex+0.3Ey
-Ex-0.3Ey
0.3Ex+Ey
0.3Ex-Ey
-0.3Ex+Ey
-0.3Ex-Ey

Combinazione Statica Fondamentale

Per le capriate in c.a.p. valgono le seguenti combinazioni mentre per i pilastri in c.a.v. non è presente l'azione di precompressione.

Carichi	Coefficiente γ_F , γ_P	Coefficiente Ψ	Moltiplicatore
Permanenti strutturali G1	1,3	/	1,3
Permanenti non strutturali G2	1,3	/	1,3
Precompressione P	1	/	1
Variabile neve Qk1	1,5	1	1,5

Combinazione Dinamica Sismica:

Carichi	Coefficiente γ_F	Coefficiente Ψ	Moltiplicatore
Permanenti strutturali G1	/	/	Valore pieno
Permanenti non strutturali G2	/	/	Valore pieno
Precompressione P	1	/	1
Azione sismica E	/	/	Valore pieno
Variabile neve Qk1	/	0	0

La barra "/" significa che i coefficienti non sono presenti nell'espressione della combinazione.

h) Metodo di analisi

E' stata eseguita un analisi dinamica modale lineare con il metodo dello spettro di risposta.

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è il metodo standard per la definizione delle sollecitazioni di progetto e va associata ad un modello tridimensionale dell'edificio.

Opera una scomposizione della risposta dinamica nei contributi dei singoli modi di vibrare: trasformazione di un sistema ad N gradi di libertà in N sistemi ad 1 grado di libertà. La risposta strutturale è ottenuta attraverso la sovrapposizione dei singoli modi di vibrare (sovrapposizione modale).

Sono considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale è superiore all'85%.

La combinazione dei modi di vibrare utilizzata è la CQC "Combinazione quadratica completa" che tiene conto dello smorzamento viscoso.

Il sistema da analizzare può essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

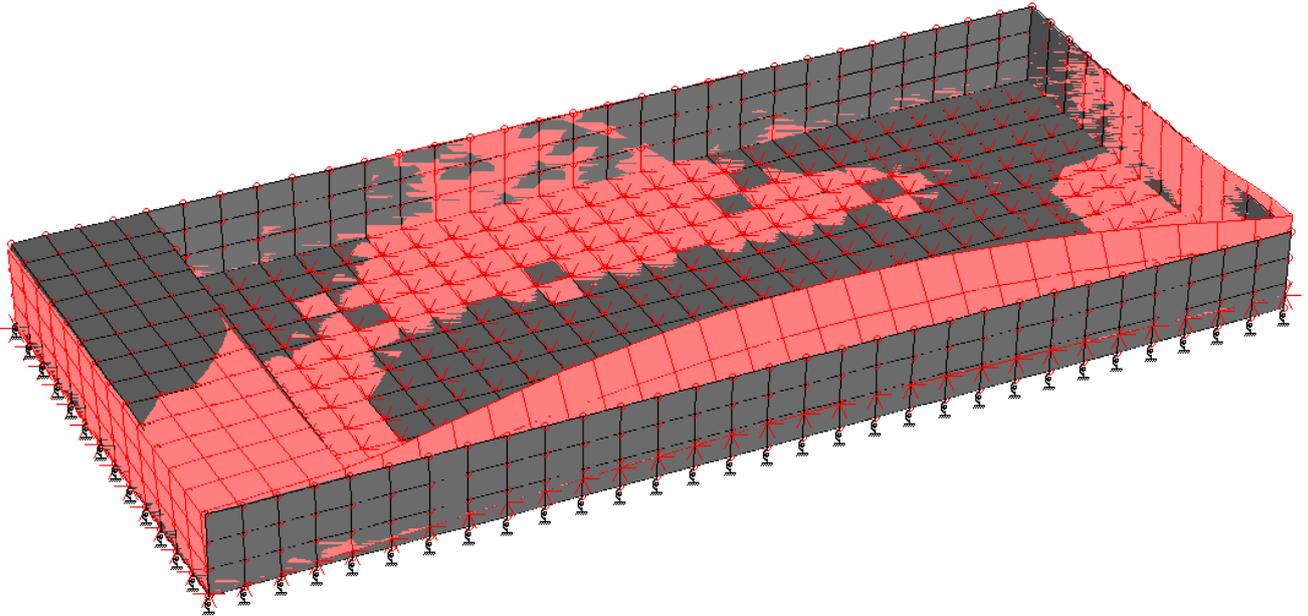
Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (inviluppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

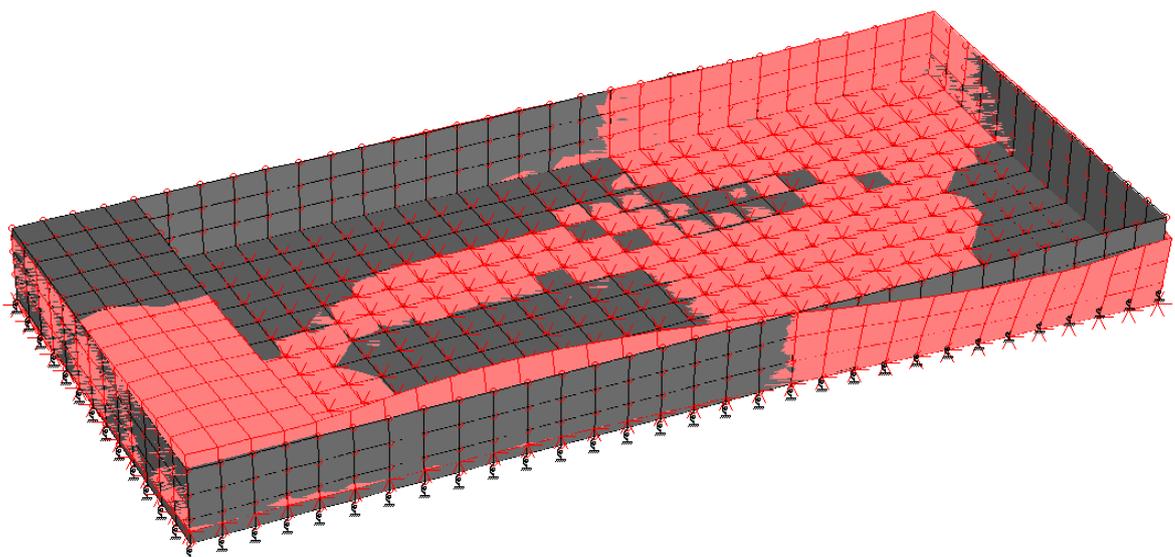
Si riportano le viste in pianta dei primi tre modi di vibrare.

Avendo a che fare con una struttura molto rigida si ottiene un periodo di vibrazione molto piccolo.

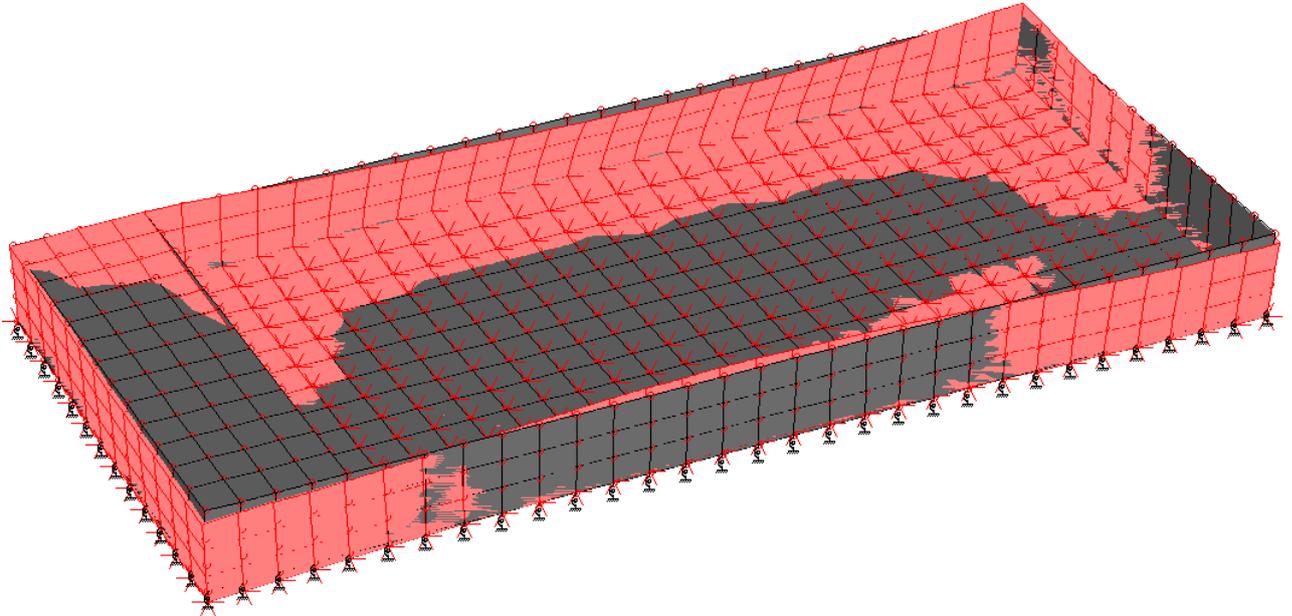
Modo 1 $f=16.660$ Hz $T= 0.060$ s



Modo 2 $f=18.920$ Hz $T= 0.053$ s



Modo 3 $f=19.440$ Hz $T= 0.051$ s



i) Criteri di verifica agli stati limite

Verifiche Stati Limite Ultimi

Verifica pareti in c.a. [7.11.6.2]

Nell'ambito di analisi pseudostatiche, l'azione sismica viene rappresentata da una serie di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, date dal prodotto dei pesi delle masse in gioco per degli opportuni coefficienti sismici.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono valutati mediante le espressioni:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1,40 \cdot 1 \cdot 0,205 = 0,287g$$

$$\beta_m = 0,24$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,05$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,025$$

Calcolo della spinta attiva

La spinta dovuta all'azione del terreno, applicata ad $H/3=225/3=75\text{cm}$ è pari a:

$$S_T = \frac{1}{2} \cdot (1+k_v) \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot k_A = \frac{1}{2} \cdot (1+0,025) \cdot 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 2,25^2 \text{m}^2 \cdot 0,33 = 1541 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Si considera uno schema statico a mensola in cui il momento sollecitante massimo è alla base ed è pari a:

$$M_{SOLL} = S \cdot b = 1541 \text{kg} \cdot 75 \text{cm} = 115575 \text{kg} \cdot \text{cm}$$

Tale momento richiede un'armatura A_S :

$$A_s = \frac{M_{soll}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{115575 \text{kgcm}}{0,9 \cdot 26 \text{cm} \cdot 3913 \text{kg/cm}^2} = 1,26 \text{cm}^2 / \text{m}$$

L'armatura prevista è verificata in quanto si prevede un' armatura di basa con $1\Phi 12/20''$ che in 1m saranno $5\Phi 12$ pari a $5,65 \text{cm}^2/\text{m}$.

j) Principali risultati

Rappresentazione deformate e sollecitazioni

Si espongono le configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione (combinazione sismica) risultanti dall'analisi.

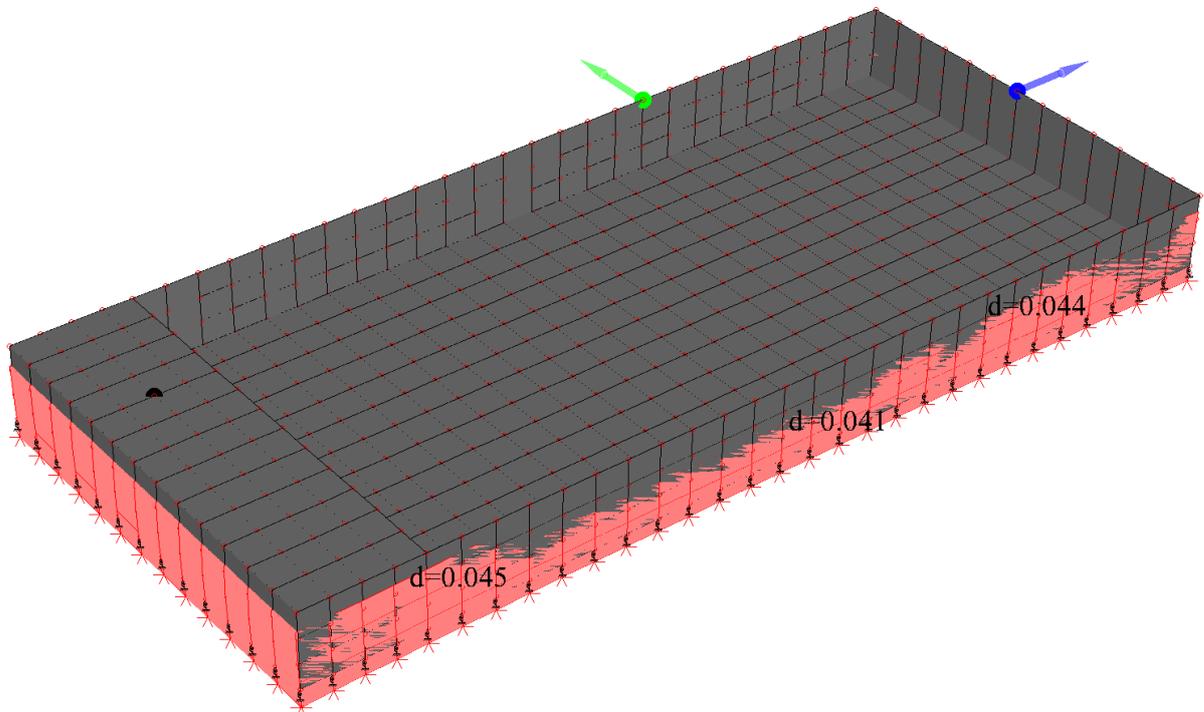
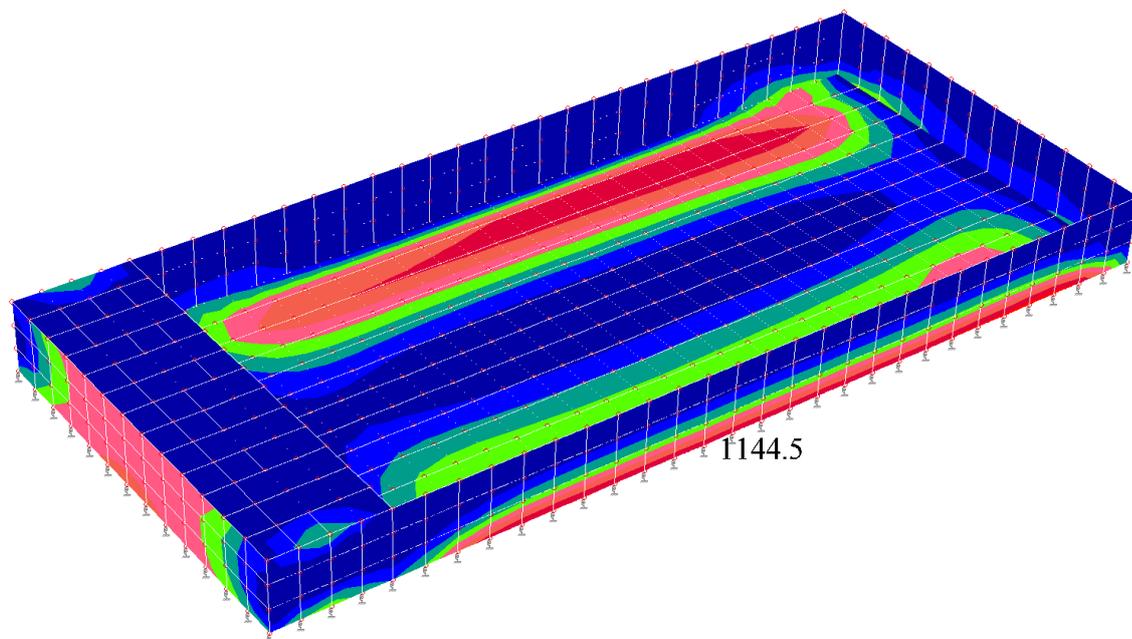
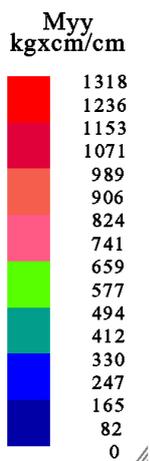
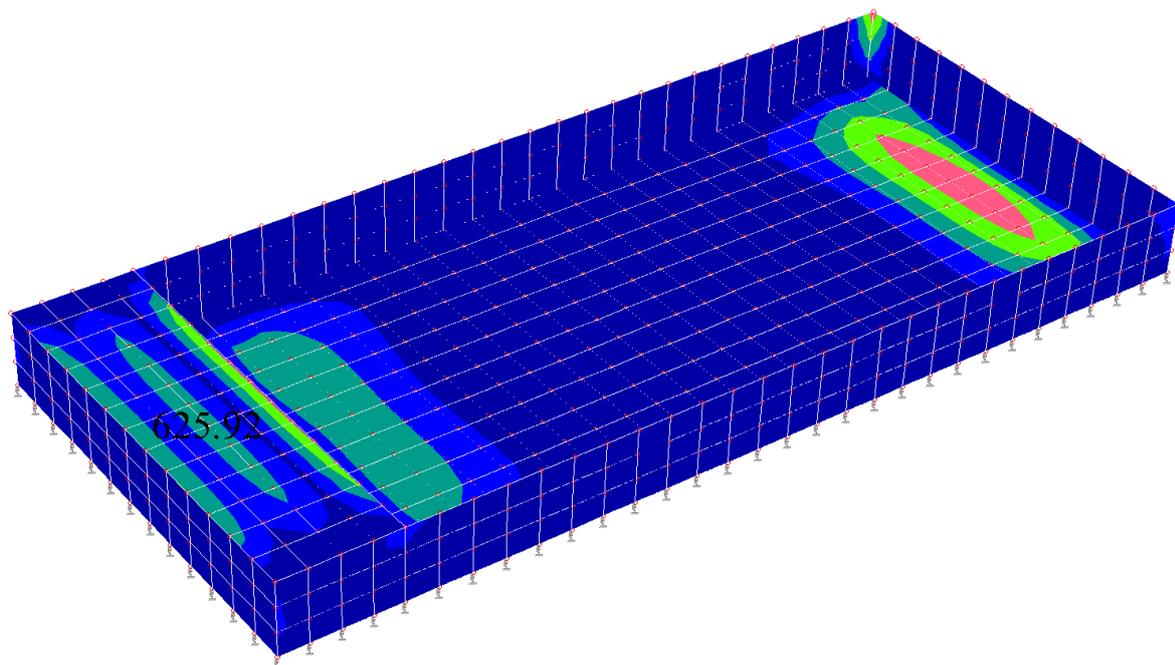
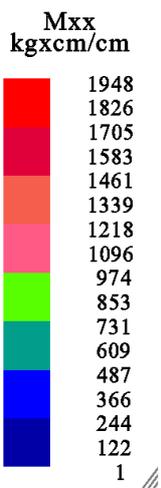


Diagramma sforzo normale F_x [daN]



Momento unitario lungo "y" Myy [daN*cm/cm]



Momento unitario lungo "y" Mxx [daN*cm/cm]

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

La verifica manuale della spinta del terreno porta un momento di base $M=115575\text{daN}\cdot\text{cm}$, comparabile con il momento $M_{yy}=114400\text{daN}\cdot\text{cm}$ ottenuto dall'analisi all'elaboratore.

k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodia-gnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per l'acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

Nei relativi manuali viene fornita una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, dei metodi e criteri usati per il dimensionamento strutturale e delle sezioni; vengono forniti esempi significativi che possono essere facilmente replicati, segnalando che si tratta spesso di procedure di calcolo e di verifica, che per loro natura, non denotano particolari complessità teoriche e concettuali.

AMV s.r.l.
Il legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Eugenio Aiello', is written over a faint, circular stamp or watermark.

Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine. Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

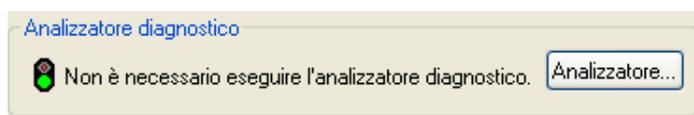
Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore.

Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità.

Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli

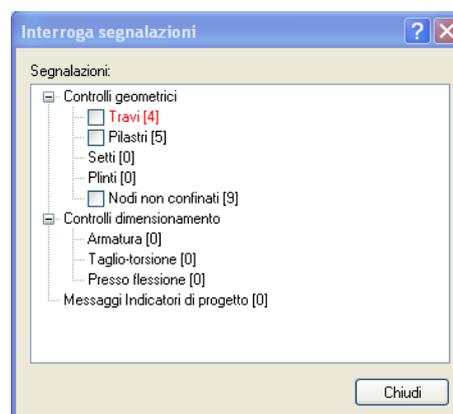


errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive

e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale,



che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidità del sistema.

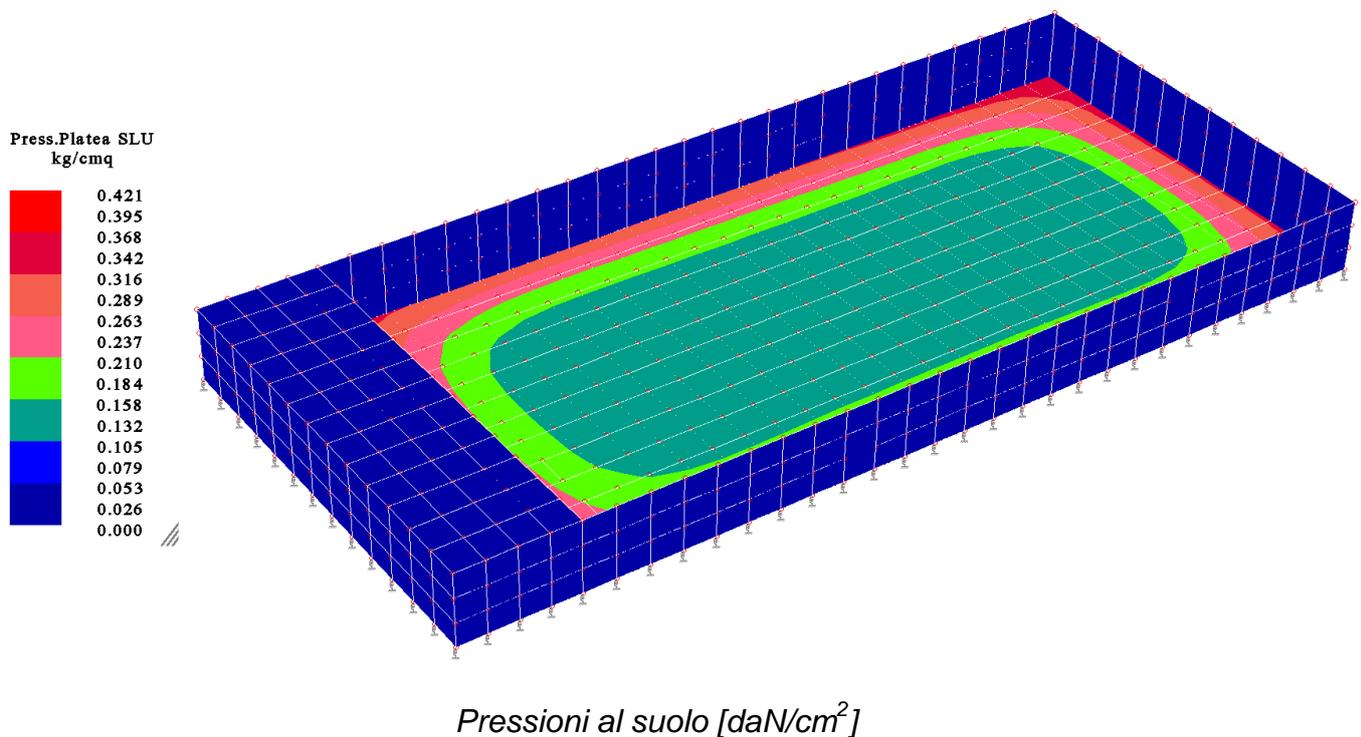
Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

I) Verifiche Geotecniche delle Fondazioni

Nelle verifiche per gli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) il valore di progetto della resistenza del terreno $R = 4,79 \text{ daN/cm}^2$ è stato suddiviso per il coefficiente parziale (R3) $\gamma_R = 2,3$ in modo da ottenere la capacità portante di progetto $R_d = 2,08 \text{ daN/cm}^2$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto le pressioni al suolo rispettano sempre la relazione

$$E_d < R_d$$



3. RELAZIONE SUI MATERIALI

Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera

Cemento armato per strutture di fondazione

Tipologia strutturale:	Fondazioni
Condizioni ambientali:	Bagnato, raramente asciutto
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S3 (Plastica)
Diametro massimo aggregati:	18 mm

Cemento armato per strutture in elevazione

Tipologia strutturale:	Elevazione
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	50 N/mm ² (500 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Strutture interne di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso.
Classe di esposizione:	XC1
Rapporto acqua/cemento max:	0.42
Classe di consistenza:	S4 (Fluida) con Additivo Superfluidificante
Diametro massimo aggregati:	12 mm

Dosatura dei materiali per calcestruzzo gettato in opera

La dosatura dei materiali per ottenere Rck 300 (30) è orientativamente la seguente (per m³ d'impasto).

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	150 litri
cemento 325	350 kg/m ³

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 18 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta. Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 18 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%

- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

Provini da prelevarsi in cantiere di prefabbricazione

Un prelievo consiste nel ricavare dagli impasti, al momento della posa in opera il cls necessario per la confezione di n° 2 cubetti di lato 10 cm;

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

Dette R_1 , R_2 , R_3 le resistenze di prelievo, con $R_1 \leq R_2 \leq R_3$ se ne calcola il valore medio $R_{medio} = (R_1 + R_2 + R_3) / 3$; il controllo ha esito positivo se sono verificate entrambe le disequazioni:

$$R_{min} \geq R_{ck} - 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{medio} \geq R_{ck} + 35 \text{ kg/cm}^2$$

Parametri caratteristici e tensioni limite per il metodo degli stati limite

Tabella riassuntiva per vari R_{ck}

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
300	249.0	141.1	25.6	[kg/cm ²]
350	290.5	164.6	28.4	[kg/cm ²]

legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$;
- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
 $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$;
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq C50/60$
 $f_{ctm} = 2.12 * \ln[1 + f_{cm}/10]$ per classi $> C50/60$

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);

0.10mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica: $10 * 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Viscosità $\varphi = 1.70$.

Acciaio per C.A.

(Rif. D.M. 14.01.2008, par. 11.3.2)

ACCIAIO PER C.A. B450C	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \quad f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre: $6 \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 16 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $6 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min} / \phi_{\max} \geq 0.6$

ACCIAIO PER C.A. B450A	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.25 \quad f_t / f_y \geq 1.05$$

Diametro delle barre: $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 10 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min} / \phi_{\max} \geq 0.6$

Controlli in cantiere delle barre d'armatura

I controlli di accettazione delle barre d'acciaio devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto in ciascun lotto.

Valori di accettazione

Caratteristica	Valore limite	Note
f_y minimo	425 N/mm ²	(450-25) N/mm ²
f_y massimo	572 N/mm ²	[450* (1.25+0.02)] N/mm ²
Allungamento minimo	$\geq 6\%$	per acciai B450C

Allungamento massimo	$\geq 2\%$	per acciai B450A
Rottura/snervamento	$1.13 \leq f_t / f_y \leq 1.37$	per acciai B450C
Rottura/snervamento	$f_t / f_y \geq 1.13$	per acciai B450A
Piegamento/raddrizzamento	Assenza di cricche	per tutti

Questi limiti tengono conto della dispersione dei dati e delle variazioni che possono intervenire tra diverse apparecchiature e modalità di prova.

4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Elaborati grafici generali

Si allegano alla seguente relazione gli elaborati esecutivi strutturali generali.

Particolari costruttivi

Si allegano alla seguente relazione i particolari costruttivi.

5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

Si allega alla seguente relazione il piano di manutenzione.

6. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

6.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Dalla relazione geologica - geotecnica redatta dal Dott. Geol. Giancarlo Andreatta, si evince un sottosuolo appartenente alla categoria "C".

Le caratteristiche geotecniche riscontrate nell'area di sedime, permettono di adottare fondazioni a plinti con piano di posa pari ad almeno 1,8m rispetto al piano di campagna.

Stati limite di tipo geotecnico GEO e strutturale STR

Le verifiche sono state effettuate secondo l' APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Nella valutazione relativa al dimensionamento strutturale (STR) delle fondazioni sono stati utilizzati i seguenti coefficienti:

Per le azioni E_d sono stati applicati i seguenti coefficienti

(Effetto sfavorevole):

(A1) STR = Permanenti = $\gamma_{g1} = 1.3$

(A1) STR = Permanenti non strutturali = $\gamma_{g2} = 1.5$

(A1) STR = Variabili = $\gamma_{qi} = 1.5$

Il valore di progetto della resistenza del terreno è stato determinato in modo analitico (formula di Terzaghi), con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, invariati in quanto i coefficienti M1 sono tutti pari a γ_M :

<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\gamma_{\varphi'} = 1,0$
<i>Coesione efficace</i>	$\gamma_c = 1,0$
<i>Resistenza non drenata</i>	$\gamma_{cu} = 1,0$
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma_\gamma = 1,0$

e suddividendo la portanza del terreno per un ulteriore coefficiente parziale (R3) che ai fini del dimensionamento strutturale non deve essere portato in conto, ossia $\gamma_R=1,0$. Nelle verifiche per gli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) il valore di progetto della resistenza del terreno $R = 4,79 \text{ daN/cm}^2$ è stato suddiviso per il coefficiente parziale (R3) $\gamma_R = 2,3$ in modo da ottenere la capacità portante di progetto $R_d = 2,08 \text{ daN/cm}^2$.

Faenza, Novembre 2013

Ing. Marco Peroni