

**FONDI
STRUTTURALI
EUROPEI**



I.C. "ARENELLA"



COMUNE DI PALERMO

AREA GESTIONE DEL TERRITORIO - SETTORE OPERE PUBBLICHE
UFFICIO EDILIZIA SCOLASTICA

<div>OGGETTO</div> <div>Programma Operativo Nazionale FESR "<i>Ambienti per l'apprendimento</i>" Asse II "<i>Qualità degli ambienti scolastici</i>"</div> <div>Obiettivo C <i>"Incrementare la qualità delle infrastrutture scolastiche, l'ecosostenibilità e la sicurezza degli edifici scolastici; potenziare le strutture per garantire la partecipazione delle persone diversamente abili e quelle finalizzate alla qualità della vita degli studenti" - Intervento Plesso "Di Bartolo" - I.C. Arenella</i></div>	TAV. S.A	
	Progetto prelim.	
	Progetto defin.	
	Progetto esec.	✕
PROGETTO DELLE STRUTTURE RELAZIONE DI CALCOLO		
	DICEMBRE 2013	
<div><div><div>IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE</div><div>Ing. L. Triolo (progettista e coordinatore del gruppo) Arch. B. Cirrito (progettista) Ing. G. Letizia (progettista delle strutture) Dott. A. Gioietta (geologo) Esp. Prog. F. Lombardo (progettista) Esp. Geom. P. Adelfio (progettista) Arch. G. Lopes (coordinatore della sicurezza)</div></div><div><div>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO</div><div>Dir. Scolastico Dott. Giacomo Cannata</div><div>IL SUPPORTO AL R.U.P. Arch. D. Pirrone</div></div></div>		

CITTÀ DI PALERMO

AREA GESTIONE DEL TERRITORIO

INCREMENTO DELLA QUALITÀ DELLE INFRASTRUTTURE SCOLASTICHE
"SCUOLA ELEMENTARE I.C. ARENELLA - PLESSO DI BARTOLO"

PROGETTO "ESECUTIVO"

TAV. S.A

RELAZIONE STRUTTURALE

NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI DI CUI AL D.M 14.01.2008

CIRCOLARE N°617/C.S.LL.PP DEL 02 FEBBRAIO 2009

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- Acciaio in profilati, barre e lamiere: S 235 (ex Fe 360)
- Bulloni: Viti classe 8.8 – dadi classe 8 UNI EN ISO 4016 – UNI 5592 – UNI EN 898-1
- Calcestruzzo classe di resistenza R_{ck} 28/35 N/mm² - Classe esposizione e consistenza (Norma UNI 11104): (XC3) - (S4)
- Acciaio per c.a.: Fe B450 C (ex Fe b44K controllato)

Palermo, dicembre 2013

PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

Ing. Giuseppe Letizia¹



¹Responsabile U.O. "Progettazioni Strutturali e Idrauliche"

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica è allegata al **Progetto finalizzato ad incrementare la qualità delle infrastrutture scolastiche** del Comune di Palermo con particolare riferimento alla **scuola elementare I.C. Arenella - plesso Di Bartolo** sito sul Lungomare Cristoforo Colombo. Il finanziamento degli interventi è previsto nella "Programmazione dei Fondi Strutturali Europei 2007/2013 – POR-FESR-2007 IT 16 1 PO 004"

La presente relazione tratta gli studi tecnici specialistici del progetto in fase ESECUTIVA e, pertanto, viene redatta ai sensi dell'art. 33, commi "b", "c" e "d" del D.P.R. 05.10.2010 n.207 e s.m.i. recante il "*Regolamento attuativo del codice dei contratti pubblici*".

Nel seguito vengono confermati, ai sensi degli artt. 35 e 36 gli aspetti già affrontati in fase "DEFINITIVA" richiesti dall'art. 26 con riguardo ai commi, c (strutture) d (geotecnica) e dall'art. 29, comma 1 (calcolo strutture).

Gli elaborati grafici sono conformi a quanto prescritto dall'art. 36.

La relazione che segue è redatta dallo scrivente ING. GIUSEPPE LETIZIA (Responsabile per il Settore Centro Storico dell'U.O. "Progettazioni Strutturali ed Idrauliche", che è stato individuato, insieme ad altri funzionari, progettista dell'intervento con Disposizione di Servizio del Capo Area Tecnica n. 24 del 22.02.2013.

Nel seguito si affrontano le problematiche strutturali per la **costruzione di una scala antincendio**.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il calcolo delle strutture si fa riferimento alla nuova normativa vigente, con particolare riguardo alle:

- "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - DECRETO DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 14 GENNAIO 2008". (Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n. 29, Supplemento ordinario n. 30), nonché alla "DIRETTIVA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 9 febbraio 2011 - *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008*".
- Circolare N°617/C.S.LL.PP del 02 FEBBRAIO 2009.

3. CLASSIFICAZIONE SISMICA E DICHIARAZIONE DEL SOFTWARE

Il sito in cui è prevista l'opera ricade, secondo la classificazione tradizionale, in zona sismica di 2° categoria.

Le coordinate ED50 del sito, al fine della determinazione delle azioni sismiche, sono le seguenti:

long.: 13,365480°;

lat.: 38,166421°.

Per il **calcolo globale agli stati limite** della scala ci si avvale di un programma di calcolo su P.C. (le cui caratteristiche si specificheranno meglio nel seguito) eseguendo calcolazioni in analisi dinamica, nel rispetto della normativa vigente.

Lo scrivente calcolista, Ing. Giuseppe Letizia di Palermo, è titolare della licenza numero S/636 D/279 del Software da utilizzare per le elaborazioni in argomento, prodotto e distribuito da Stacec s.r.l. con sede in Bovalino (RC).

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

4.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE ESISTENTI

Si rimanda per i dettagli ai disegni di progetto.

In breve l'edificio esistente ha pianta ad L ed è costituito da due piani fuori terra attualmente collegati da una scala interna; una delle due estremità dell'edificio presenta un piano seminterrato di circa 75 m² adibito a locale tecnico.

4.2 DESCRIZIONE DELLA SCALA DA REALIZZARE

Per garantire l'uscita di emergenza, lungo uno dei fronti corti, è stata prevista una scala di fuga in elementi metallici, che consente il collegamento del primo piano dell'edificio col piano terra.

La scala è prevista di larghezza 120 cm con due rampe poste in continuità e separate da un pianerottolo intermedio di lunghezza 120 cm. Le due rampe avranno 15 e 12 alzate di altezza pari a circa 16,40 cm e pedate da 30 cm.

La struttura sarà costituita da cosciali UNP 200 e da montanti che in questa fase esecutiva sono stati ridimensionati da HEA 140 ad HEA 160 per migliorare la disposizione dei bulloni nelle piastre di collegamento; in direzione trasversale i montanti sono collegati con travi HEA 140 connesse ai montanti con piastre e bulloni.

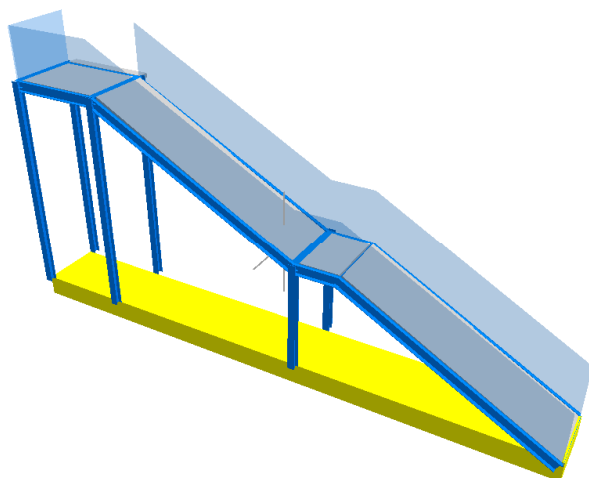
I gradini, previsti con elementi prefabbricati con pedata a griglia, saranno fissati con bulloncini orizzontali all'anima dei cosciali UNP.

La fondazione è ipotizzata a piastra in c.a. di spessore 30 cm sufficientemente allargata perimetralmente per consentire il collegamento dei montanti con la fondazione stessa che verranno realizzati con un sistema di piastre e tirafondi inghisati in fori sigillati con resina tixotropica bicomponente per incollaggio ferro-calcestruzzo.

I collegamenti interni della struttura in elevazione verranno realizzati con piastre e bulloni.

La nuova struttura è ipotizzata giuntata dall'edificio scolastico esistente e, pertanto, verrà da questo sufficientemente distanziata al fine di garantire anche l'assenza di interferenze tra la nuova fondazione e quelle esistenti.

■ terreno
 ■ lastrico
 ■ lastra
 ■ collaio
 ■ ripascimento



Per la struttura della scala viene eseguito un calcolo globale utilizzando idoneo modellatore matematico e forniti i relativi dettagli esecutivi.

5. CARATTERISTICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per quel che riguarda la **caratterizzazione dei terreni di fondazione** è stato incaricato contestualmente allo scrivente il **geologo Dr. Alfredo Gioietta** che ha prodotto, nel corso del mese di settembre, la documentazione richiesta dalla nuova normativa in vigore.

Dalla relazione che egli allega in questa fase di progettazione definitiva, si riporta quanto segue:

- L'area in oggetto, fino alle profondità interessate dagli scavi è costituita da un sottilissimo strato di terre vegetali (circa 10 centimetri) e dalle calcareniti che possiamo trovare cementate, sciolte o con sottili strati nodulari sabbiosi.
- Non si nota presenza di falda a profondità tali da interferire con le fondazioni previste per la realizzazione della scala antincendio.
- ... le fondazioni dirette da prevedere non presentano difficoltà particolari.
- ... per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di fondazione (D.M. 14/021/2008). Dalla ricostruzione del quadro geofisico si può ritenere che il sito in oggetto appartenga alla **Categoria B** (Tab. 3.2 II del D.M. 14/021/2008) dati i risultati ottenuti. Infatti la velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di terreno al di sotto del piano di posa delle fondazioni V_{s30} è stata misurata in 517 m/s (nel cortile interno della scuola).
- Per quanto concerne le caratteristiche geomeccaniche delle calcareniti, possono essere utilizzati i seguenti parametri fisico-tecnici :
 - $C = 0,3 \text{ t/mq}$ $\gamma = 1,90 \text{ t/mc}$ $\varphi = 32^\circ$.

La **quota di imposta** assegnata alle fondazioni delle strutture, ricade sempre nel suddetto complesso di *calcareniti*.

Dalla suddetta relazione geologica, si desumono i seguenti **parametri geotecnici medi**, assunti a base delle verifiche delle fondazioni.

peso specifico	$\gamma = 19,0 \text{ KN/m}^3$
peso effettivo	$\gamma = 9,0 \text{ KN/m}^3$
angolo di attrito interno	$\varphi = 32^\circ$
coesione	$c = 0 \text{ KN/m}^2$
coesione	$c_u = 0 \text{ KN/m}^2$
Modulo elastico	$E = 2.000 \text{ N/cm}^2$
Modulo elastico	$G = 1.000 \text{ N/cm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu_t = 0,35$
OCR	1

Per quel che riguarda il coefficiente di sottofondo (K_{Winkler}) da assegnare al complesso terreno-fondazioni nelle modellazioni matematiche, in funzione della natura dei suoli, si è adottato il seguente valore medio:

$$K_v = 120 \text{ N/cm}^3$$

$$K_t = 70 \text{ N/cm}^3$$

Alla luce delle nuove normative (D.M. 2008 e Circolare del 2009) è stata approfondita la caratterizzazione dei terreni eseguendo in sito la necessaria prova sismica Masw per una precisa determinazione dell'azione sismica e, conseguentemente, per la definizione rigorosa della "categoria di sottosuolo", ai sensi del punto 3.2.2 (Tabella 3.2.II) delle attuali norme tecniche.

Il suolo è stato classificato di **categoria "B"**.

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI

Non dovendo interagire dal punto di vista calcolistico con le strutture esistenti si è fatto a meno di una campagna di saggi e prelievi per determinare, tramite prove meccaniche su specifici provini, le caratteristiche specifiche dei materiali esistenti.

Riguardo all'interazione tra la platea fondale della scala in progetto e le fondazioni esistenti, queste verranno evitate realizzando un apposito giunto e facendo coincidere il piano di sedime, adeguando, in corso d'opera, lo spessore del magrone sottostante la platea.

6.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DI PROGETTO

Si tratta dei materiali necessari alla realizzazione della scala esterna.

Essi avranno le seguenti caratteristiche e relative tensioni di calcolo:

– Calcestruzzo per strutture di fondazione in c.a.:

Rck 35 N/mm²

(classe di resistenza 28/35 – tab. 4.1.1 - cap. 4.1)

Classi di esposizione e consistenza (Norma UNI 11104): XC2 - S4

CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO PER LE VERIFICHE A STATO LIMITE:

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ (cap. 4.1.2.1.1.1) dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata (per il cui valore la normativa suggerisce 0,85);

f_{ck} rappresenta la resistenza caratteristica cilindrica del cls;

γ_c è un coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo che dipende dai tipi di verifica.

Si assume: $\alpha_{cc} \times f_{ck} = \alpha_{cc} \times 28 \text{ N/mm}^2$ (valore minimo della resistenza *Rck* del cls).

Risulta pertanto per le diverse verifiche:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times 28 / 1,5 = \alpha_{cc} \times 18,67 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Stato limite ultimo})$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times 28 / 1,0 = \alpha_{cc} \times 28,00 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Stato limite di danno})$$

Resistenza di calcolo a trazione: (cap. 4.1.2.1.1.2): $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$

$$f_{ctk} = f_{ctmedio} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times 28^{2/3} = 2,76 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{cap. 11.2.10.2})$$

Il valore caratteristico corrispondente ai frattili 5% e 95% è assunto pari a 0,7 f_{ctm} :

$$f_{ctd} = 0,70 \times f_{ctk} / \gamma_c = 0,70 \times 2,76 / 1,5 = 1,29 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Stato limite ultimo})$$

$$f_{ctd} = 0,70 \times f_{ctk} / \gamma_c = 0,70 \times 2,76 / 1,0 = 1,94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Stato limite di danno})$$

Copriferro: Cap. C.4.1.6.1.3 - TAB. C 4.1.IV

Per costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC), ambiente ordinario e $C > C_{min}$ si assume un copriferro c pari a: $c = 25 + 5$ (tolleranza) = 30 mm

Diametro massimo dell'aggregato:

Facendo riferimento al punto 11.2.1 delle NTC e dalla relativa Circolare esplicativa, e a quanto stabilito dagli Eurocodici, il diametro massimo dell'inerte deve essere tale che:

- $D_{max} < 1/4$ della dimensione minima dell'elemento strutturale per evitare di aumentare la eterogeneità del materiale: $D_{max} < 1/4 \times 250 \text{ mm} < 62 \text{ mm}$;
- $D_{max} < \text{dell'interferro (in mm)} - 5 \text{ mm}$ per evitare che l'aggregato più grosso ostruisca il flusso del calcestruzzo attraverso i ferri di armatura: $D_{max} < 80 - 5 < 75 \text{ mm}$;
- $D_{max} < 1,3$ dello spessore del copriferro per evitare che tra i casseri e l'armatura sia ostruito il passaggio del calcestruzzo: $D_{max} < 1,3 \times 30 \text{ cm} < 39 \text{ mm}$;
- SI RITIENE CONGRUO FISSARE UNA DIMENSIONE MASSIMA DEGLI INERTI PARI A 30 mm.

– **Acciaio per strutture in c.a. Fe B450 C (ex Fe b44K controllato)**

CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO PER LE VERIFICHE A STATO LIMITE: (cap. 4.1.2.1.1.3)

Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-cla (cap. 4.1.2.1.1.3): $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$

dove f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$f_{bk} = (2,25 \eta f_{ctk})$ dove $\eta = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32 \text{ mm}$

Risulta: $f_{bk} = 2,25 \times 1,0 \times 2,76 = 6,21 \text{ N/mm}^2$

Infine: $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 6,21 / 1,50 = 4,14 \text{ N/mm}^2$

– **Acciaio in profilati, barre e lamiera S235 (ex Fe 360) UNI EN 10025-2 :**

f_{yk} (Resistenza caratteristica - tensione di snervamento); $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

CARATTERISTICHE PER LE VERIFICHE A STATO LIMITE:

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 235 / 1,05 = 224 \text{ N/mm}^2$ (cap. 4.3.3):

a rifollamento: $\sigma < 2 \times f_{yd} = 2 \times 224 = 448 \text{ N/mm}^2$

– **Saldature:** di tipo manuale, ad arco, da realizzare con elettrodi basici rivestiti del tipo E52 classe 4B (UNI 5132/74) – semiautomatica sotto gas protettore.

– **Bulloni:** Viti classe 8.8 – dadi classe 8 UNI EN ISO 4016 – UNI 5592 – UNI EN 898-1

CARATTERISTICHE TENS. ALI PER VERIFICHE AGLI STATI LIMITE SECONDO TAB. 11.3.XII.B (D.M. 2008)

f_{tb} (tensione di rottura della vite) = 800 N/mm^2

f_{yb} (tensione di snervamento della vite) = 649 N/mm^2

– **Per l'inghisaggio dei tirafondi** di collegamento tra i montanti metallici e la fondazione in c.a.: **Resina tixotropica bicomponente per ancoraggio barre.**

7. ELABORATI ALLEGATI

Nel seguito si riportano i calcoli strutturali già affrontati nella fase di progettazione definitiva e le modellazioni matematiche per le finalità già espresse e redatti i seguenti elaborati:

- relazione di calcolo esecutiva comprendente i calcoli delle strutture principali e secondarie;
- tabulato di calcolo delle strutture;
- elaborati grafici con particolari costruttivi (piante scala 1:50/1:20, particolari esecutivi scala 1:20 / 1:10 / 1:5).
- relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera (Relazione geologica rispondente alle nuove norme tecniche).

Nell'attuale fase progettuale (esecutiva) vengono completati i calcoli strutturali di dettaglio e redatti i seguenti ulteriori elaborati:

- relazione generale di cui al cap. 10 della normativa e relazione sui materiali (Appendice 1);
- piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- elaborati grafici di maggiore dettaglio.

Nel seguito della presente si riporta:

Cap. 8 Analisi dei carichi;

Cap. 9 Considerazioni sulle analisi da svolgere con l'ausilio di codici di calcolo;

Cap. 10 Calcolo dei collegamenti interni della scala metallica ed esterni tra le colonne e le fondazioni in c.a.;

Cap. 11 Considerazioni geotecniche.

Palermo, dicembre 2013

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

ING. GIUSEPPE LETIZIA



8. ANALISI DEI CARICHI

In ottemperanza alle norme citate si sono assunti, in funzione dei materiali previsti, i seguenti pesi, riguardo alle opere oggetto di verifica o calcolo strutturale:

▪ CIs armato	25	KN/m ³
▪ Scala e ballatoi:		
- <i>Peso proprio:</i>		
- Gradino prefabbricato	500	N/m ²
- <i>Sovraccarico permanente:</i>		
- Eventuali carichi appesi	50	N/m ²
- Parapetti	200	N/m ²
- <i>Sovraccarico variabile (CAT. C2):</i>		
- Scale comuni	4.000	N/m ²

DILATAZIONE TERMICA (PUNTO 3.5)

Con riferimento al cap. 3.5.5, tabella 3.5.II, si utilizzano come base le componenti:

$\Delta T_U = \pm 25^\circ$, relativa a strutture in acciaio esposte.

In relazione al comportamento delle strutture in presenza di variazioni termiche dell'ordine di quelle in esame, quale risulta da una consolidata esperienza, si può affermare che il regime di deformazione che si viene ad indurre trattandosi di fenomeni a lento decorso, che interessano l'intera massa strutturale, non rientra nel campo specificatamente elastico trattandosi di fenomeni extra elastici (quali il *fluage*) analoghi a quelli che comportano una riduzione del modulo di elasticità, che diminuiscono il valore assoluto delle deformazioni e quindi dello stato tensionale.

Non si spiegherebbe fra l'altro come non si verifica il collasso di strutture con geometrie similari per le quali non sono state tenute in conto le variazioni termiche.

Per evitare un sovradimensionamento degli effetti reali dovuti a tale fenomeno si può quindi operare riducendo il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo da utilizzare per il calcolo.

Nel caso in argomento, consentendo il programma di calcolo di valutare separatamente gli effetti dei carichi e quelli delle variazioni termiche, ed essendo possibile ridurre il modulo di elasticità del calcestruzzo e dell'acciaio solo per gli effetti termici, si è ritenuto corretto, utilizzare un coefficiente riduttivo pari a 0,50.

9. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI DA SVOLGERE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Il calcolo della struttura viene eseguito con il metodo globale tridimensionale considerando la struttura nel suo insieme costituita dalla parte in elevazione metallica e dalla fondazione in c.a..

Le verifiche strutturali globali vengono effettuate con riferimento alle "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - DECRETO DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 14 GENNAIO 2008". (Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n. 29, Supplemento ordinario n. 30).

L'analisi numerica delle strutture esaminate è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti ipotizzando un comportamento elastico-lineare.

Il metodo degli elementi finiti consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto equivalente e di approssimare la funzione di spostamento con polinomio algebrico, definito in regioni (dette appunto elementi finiti) che sono delle funzioni interpolanti il valore di spostamento definito in punti discreti (detti nodi).

Il modello di calcolo può essere articolato sulla base dell'ipotesi di impalcati rigidi o meno, in funzione della presenza di solai continui di impalcato. Tale ipotesi viene realizzata attraverso l'introduzione di adeguate relazioni cinematiche tra i gradi di libertà dei nodi costituenti l'impalcato stesso. Nel caso in esame l'ipotesi di impalcato rigido non è stata mantenuta trattandosi di impalcati in lamiera collegati alle travi con bulloni. Pertanto **sono stati disinseriti i nodi "master" per eliminare il comportamento di piano rigido**

Il metodo di calcolo adottato, le combinazioni di carico e le procedure di verifica sono meglio descritte nel tabulato di calcolo allegato.

Il Software preliminarmente utilizzato è il 'FaTA-E', prodotto e distribuito da Stacec s.r.l. con sede in Bovalino (RC), concesso in licenza, con numero S/636 D/279, allo scrivente progettista delle strutture **Ing. GIUSEPPE LETIZIA**.

'FaTA-E' è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in c.a., in acciaio, in legno e in muratura. 'FaTA-E' articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte:

- 1) il preprocessore: fase di InPut dove viene definita e modellata interamente la struttura;
- 2) il solutore: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti;
- 3) il post-processore: fase di verifica degli elementi, di creazione degli elaborati grafici esecutivi e di redazione della relazione di calcolo.

In particolare, si fa presente che, in accordo con la committenza, si è assunto di:

- ☐ impostare i calcoli adottando verifiche agli stati limite;
- ☐ assumere come vita nominale di progetto (punto 2.4.1) la cat. 2 corrispondente a ≥ 50 anni, trattandosi di opere infrastrutturali di importanza normale;
- ☐ assumere come classe d'uso (punto 2.4.2) la Classe II.
- ☐ **ammettere per la struttura un comportamento non dissipativo (struttura non duttile) adottando un coeff. di struttura pari ad 1;**
- ☐ adottare, per il suolo di fondazione, la categoria "B" determinata con prove in sito.

Inoltre si è valutata la possibilità di escludere dal calcolo la verifica a "gerarchia delle resistenze" potendo definire l'opera ad una sola elevazione.

Per i terreni di fondazione sono stati assunti i seguenti parametri desunti, come detto, dall'esame della relazione Geologica allegata.

peso specifico	$\gamma = 19,0 \text{ KN/m}^3$
peso effettivo	$\gamma = 9,0 \text{ KN/m}^3$
angolo di attrito interno	$\varphi = 32^\circ$
coesione	$c = 0 \text{ KN/m}^2$
coesione	$c_u = 0 \text{ KN/m}^2$
Modulo elastico	$E = 2.000 \text{ N/cm}^2$
Modulo elastico	$G = 1.000 \text{ N/cm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu_t = 0,35$
OCR	1

Conseguentemente per i coeff. di sottofondo:

Coefficiente di sottofondo normale (K_{Winkler}) : $K_v = 120 \text{ N/cm}^3$

Coefficiente di sottofondo tangenziale (K_{Winkler}) : $K_T = 70 \text{ N/cm}^3$

Per quel che riguarda pesi e carichi:

- <i>Peso proprio impalcati in elementi prefabbricati a grigliato:</i>	500	N/m^2
- <i>Sovraccarico permanente (eventuali carichi appesi):</i>	50	N/m^2
- <i>Sovraccarico permanente (parapetti):</i>	200	N/m^2
- <i>Sovraccarico variabile:</i>	4.000	N/m^2

10. CALCOLO DEI COLLEGAMENTI INTERNI DELLA SCALA METALLICA E DI QUELLI ESTERNI DEI MONTANTI E DEI COSCIALI DI PARTENZA CON LE TRAVI DI FONDAZIONE IN C.A.

10.1 COLLEGAMENTI INTERNI BULLONATI DELLA SCALA METALLICA

10.1.1 DESCRIZIONE DEI COLLEGAMENTI

Si tratta dei seguenti collegamenti ipotizzati con bulloni M14:

- 1) Collegamento **NODO TIPO C**: si tratta del collegamento tipo in testa tra i montanti HEA 160 e le travi trasversali di collegamento HEA 140. Il collegamento è previsto tra l'ala della colonna e la piastra di spessore 8 mm presaldato all'estremità della trave e bullonate con n.2 bulloni M14 in fori ϕ 15 mm;
- 2) Collegamento **NODI TIPO D ed E**: si tratta del collegamento tipo in testa tra i montanti HEA 160 e i cosciali UPN 200, rispettivamente inclinati e rettilinei, portanti i gradini e i pianerottoli. Il collegamento è previsto tramite una piastra metallica di spessore 8 mm, presaldato alle ali della colonna e una piastra di analogo spessore presaldato all'estremità del cosciale; quest'ultima avrà dimensione diversa secondo se il cosciale si presenta in corrispondenza della colonna obliquo (Tipo D) o rettilineo (Tipo E); sono previsti n. 4 bulloni M14 in fori ϕ 15 mm;
- 3) Collegamento **TIPO F per i nodi n.5 e n.10**: si tratta del collegamento tra il cosciale UNP 200 e la piastra di attacco alla platea. Il collegamento è previsto tra l'anima del cosciale UNP 200 e una piastra metallica di spessore 12 mm presaldato alla piastra di base 300x500x15 mm, per mezzo di n.2 bulloni M 14 in foro ϕ 15 mm.

Nel seguito si affronteranno le seguenti verifiche:

- Verifica a taglio delle viti;
- Verifica a rifollamento degli elementi da collegare;
- Verifica a trazione delle viti.

10.1.2 RESISTENZA DEI MATERIALI

– **Verifica a taglio delle viti**

Avendo previsto l'utilizzo di bulloni classe 8.8 si adotta la formula 4.2.57 del D.M. 2008.

La resistenza a taglio $F_{v,Rd}$ per ogni piano di taglio, si assume:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \quad (4.2.57)$$

Dove:

f_{tb} è la tensione a rottura del bullone: **800 N/mm²**

A_{res} è l'area della sezione del bullone ϕ 14; **110 mm²** (al netto della filettatura)

$\gamma_{M2} = 1,25$ (Tabella 4.2.XII)

RISULTA: **$F_{v,Rd} = 0,6 \times 800 \times 110 / 1,25 = 42.440 \text{ N}$**

– **Verifica a rifollamento degli elementi da collegare**

La resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ dell'elemento connesso dal bullone si assume pari a:

$$F_{b,Rd} = K \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad (4.2.61)$$

Dove:

K (per bulloni di bordo nella direz. \perp all'azione) = min. $2,8 e_2/d_0 - 1,70$

K (per bulloni interni nella direz. \perp all'azione) = min. $1,4 p_2/d_0 - 1,70$

α (per bulloni di bordo nella direz. dell'azione) = min. $e_1/(3d_0)$

α (per bulloni interni nella direz. dell'azione) = min. $p_1/(3d_0) - 0,25$

I minimi valori regolamentari per e_1 , e_2 , p_1 e p_2 , con d_0 (diametro foro) = 15 mm, valgono:

$e_1 = e_2 = 1,2 d_0 = 1,2 \times 15 = 18 \text{ mm} < \mathbf{32 \text{ mm in progetto}}$

$p_1 = 2,2 d_0 = 2,2 \times 15 = 33 \text{ mm} < \mathbf{40 \text{ mm in progetto}}$

$$p_2 = 2,4 d_0 = 2,4 \times 15 = 36 \text{ mm}$$

E risulta:

K (per bulloni di bordo nella direz. \perp all'azione) = min. $2,8 e_2/d_0 - 1,70 = 1,66$

K (per bulloni interni nella direz. \perp all'azione) = min. $1,4 p_2/d_0 - 1,70 = 1,66$

α (per bulloni di bordo nella direz. dell'azione) = min. $e_1/(3d_0) = 32/(3 \times 15) = 0,71$

α (per bulloni interni nella direz. dell'azione) = min. $p_1/(3d_0) - 0,25 = 0,64$

f_{yk} è la tensione di rottura dell'acciaio degli elementi da collegare: **360 N/mm²**

d è il diametro del bullone: **14 mm**

t è lo spessore dell'elemento da collegare: in mm

γ_{M0} si assume pari a 1,25.

RISULTA per bulloni di bordo nella direzione dell'azione (caso ricorrente di progetto):

$F_{b,Rd} = 0,71 \times 360 \times 14 \times t / 1,25 = 2.863 \times t$ [N] con t in mm

– Verifica a trazione delle viti

La resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ del singolo bullone si assume pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,90 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \quad (4.2.62)$$

Dove:

f_{tb} è la tensione a rottura del bullone: **800 N/mm²**

A_{res} è l'area della sezione del bullone ϕ 14; **110 mm²** (al netto della filettatura)

$\gamma_{M2} = 1,25$ (Tabella 4.2.XII)

RISULTA: **$F_{v,Rd} = 0,90 \times 800 \times 110 / 1,25 = 63.360$ N**

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate.

La resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} \quad (4.2.64) \quad \text{dove}$$

- d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone;
nel caso di bullone M14 si assume $d_m = 20$ mm;
- t_p è lo spessore del piatto che si assume di volta in volta;
- f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto di collegamento: **360 N/mm²**

Risulta infine a punzonamento:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,60 \times 3,14 \times 20 \times t_p \times 360 / 1,25 = \mathbf{10.852 \times t_p} \text{ (in mm) [N]}$$

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si verifica quanto segue:

$$F_{v,Ed} \text{ (azione di taglio)} / F_{v,Rd} \text{ (resistenza a taglio)} + F_{t,Ed} \text{ (azione di trazione)} / 1,4 F_{t,Rd} \text{ (resistenza a trazione)} \leq$$

1

10.1.3 COLLEGAMENTO INTERNO BULLONATO TIPO C

Si tratta, come detto, del collegamento tipo in testa tra i montanti HEA 160 e le travi trasversali di collegamento HEA 140. Il collegamento è previsto tra l'ala del montante e la piastra di spessore 8 mm presaldato all'estremità della trave e bullonato con n.2 bulloni M14 in fori ϕ 15 mm.

Con riferimento al tabulato allegato sono state individuate le seguenti sollecitazioni al nodo da collegare:

$$T_{\max} = 372 \text{ N}$$

$$N_{\max} = 448 \text{ N}$$

Verifica a taglio delle viti

Su ognuno dei 2 bulloni si determina uno sforzo di taglio verticale pari a:

$$T_U = T_{\max}/2 = 372/2 = 186 \text{ N}$$

Avendo determinato uno sforzo ammissibile a taglio:

$$F_{v,Rd} = 42.440 \text{ N} > 186 \text{ N}$$

Verifica a rifollamento degli elementi da collegare

L'elemento più critico da verificare è la piastra di spessore $t=8$ mm.

Precedentemente si è determinato uno sforzo ammissibile pari a:

$$F_{b,Rd} = 3.908 \times t \text{ [N] con } t \text{ in mm}$$

$$\text{Che nel nostro caso vale: } F_{b,Rd} = 2.863 \times 8 = 22.904 \text{ N} > 186 \text{ N}$$

Verifica a trazione delle viti

Su ognuno dei 2 bulloni si ha uno sforzo di trazione pari a:

$$R_U = N / 2 = 448/2 = 224 \text{ N}$$

Avendo determinato uno sforzo ammissibile a trazione:

$$F_{t,Rd} = 63.360 \text{ N} > 224 \text{ N}$$

Verifica a punzonamento della piastra di collegamento

La resistenza a punzonamento del piatto collegato è stata determinata pari a:

$$B_{p,Rd} = 10.852 \times t_p \text{ (in mm) [N]}$$

Dove la piastra di collegamento ha 8 mm di spessore, per cui:

$$B_{p,Rd} = 10.852 \times 8 = 86.815 \text{ N} > 224 \text{ N}$$

Essendo in presenza combinata di trazione e taglio deve verificarsi quanto segue:

$$F_{v,Ed} \text{ (azione di taglio)} / F_{v,Rd} \text{ (resistenza a taglio)} + F_{t,Ed} \text{ (azione di trazione)} / 1,4 F_{t,Rd} \text{ (resistenza a trazione)} \leq 1$$

$$186/42.440 + 224/1,4 \times 63.360 = 0,007 < 1 \text{ VERIFICATO}$$

10.1.4 COLLEGAMENTO INTERNO BULLONATO TIPO D ed E

Si tratta, come detto, del collegamento tipo in testa tra i montanti HEA 160 e i cosciali UPN 200 portanti i gradini e i pianerottoli. Il collegamento è previsto tramite una piastra metallica di spessore 8 mm, presaldato alle ali della colonna e una piastra di analogo spessore presaldato all'estremità del cosciale; quest'ultima avrà dimensione diversa secondo se il cosciale in corrispondenza della colonna si presenta obliquo (Tipo D) o rettilineo (Tipo E); sono previsti n. 4 bulloni M14 in fori ϕ 15 mm.

Con riferimento al tabulato allegato sono state individuate le seguenti sollecitazioni massime ai nodi da collegare:

$$T_{\max} = 14,0 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 9,1 \text{ KN}$$

Verifica a taglio delle viti

Su ognuno dei 4 bulloni si determina uno sforzo di taglio pari a:

$$T_U = T_{\max} / 4 = 14.000/4 = 3.500 \text{ N}$$

Avendo determinato uno sforzo ammissibile a taglio:

$$F_{v,Rd} = 42.440 \text{ N} > 3.500 \text{ N}$$

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$\eta = F_{v,Rd} / T = 42.440 / 3.500 = 12.$$

Verifica a rifollamento degli elementi da collegare

L'elemento più critico da verificare è la piastra di spessore $t=8$ mm.

Precedentemente si è determinato uno sforzo ammissibile pari a:

$$F_{b,Rd} = 3.908 \times t \text{ [N] con } t \text{ in mm}$$

$$\text{Che nel nostro caso vale: } F_{b,Rd} = 2.863 \times 8 = 22.904 \text{ N} > 3.500 \text{ N}$$

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$\eta = F_{b,Rd} / N_{RIF} = 22.904 / 3.500 = 6,5.$$

Verifica a trazione delle viti

Su ognuno dei 2 bulloni si ha uno sforzo di trazione pari a:

$$R_U = N / 4 = 9.100/4 = 2.275 \text{ N}$$

Avendo determinato uno sforzo ammissibile a trazione:

$$F_{t,Rd} = 63.360 \text{ N} > 2.275 \text{ N}$$

$$\text{Il coefficiente di sicurezza vale: } \eta = F_{t,Rd} / T = 63.360 / 2.275 = 27,8.$$

Verifica a punzonamento della piastra di collegamento

La resistenza a punzonamento del piatto collegato è stata determinata pari a:

$$B_{p,Rd} = 10.852 \times t_p \text{ (in mm) [N]}$$

Dove la piastra di collegamento ha 8 mm di spessore, per cui:

$$B_{p,Rd} = 10.852 \times 8 = 86.815 \text{ N} > 2.275 \text{ N}$$

$$\text{Il coefficiente di sicurezza vale: } \eta = B_{p,Rd} / T = 86.815 / 2.275 = 38,1$$

Essendo in presenza combinata di trazione e taglio deve verificarsi quanto segue:

$$F_{v,Ed} \text{ (azione di taglio)} / F_{v,Rd} \text{ (resistenza a taglio)} + F_{t,Ed} \text{ (azione di trazione)} / 1,4 F_{t,Rd} \text{ (resistenza a trazione)} \leq 1$$

$$3.500/42.440 + 2.275 / 1,4 \times 63.360 = 0,11 < 1 \text{ VERIFICATO}$$

10.1.5 COLLEGAMENTO INTERNO BULLONATO TIPO F

Si tratta, come detto, del collegamento **ai nodi n.5 e n.10** tra il cosciale UNP 200 e la piastra di attacco alla platea. Il collegamento è previsto tra l'anima del cosciale UNP 200 e una piastra metallica di spessore 12 mm presaldato alla piastra di base 300x500x15 mm, per mezzo di n.2 bulloni M 14 in foro ϕ 15 mm

Con riferimento al tabulato allegato sono state individuate le seguenti sollecitazioni massime ai nodi da collegare:

$$T_{\max} = 12,7 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 15,4 \text{ KN}$$

Le due azioni combinate determinano l'azione di taglio T sui bulloni: $T = 25.200 \text{ N}$

Verifica a taglio delle viti

Su ognuno dei 2 bulloni si determina uno sforzo di taglio pari a:

$$T_U = T / 4 = 25.200 / 2 = 12.600 \text{ N}$$

Avendo determinato uno sforzo ammissibile a taglio:

$$F_{v,Rd} = 42.440 \text{ N} > 12.600 \text{ N}$$

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$\eta = F_{v,Rd} / T = 42.440 / 12.600 = 3,3.$$

Verifica a rifollamento degli elementi da collegare

L'elemento più critico da verificare è l'anima dell'UNP 200 di spessore $t=8,5 \text{ mm}$.

Precedentemente si è determinato uno sforzo ammissibile pari a:

$$F_{b,Rd} = 3.908 \times t \text{ [N] con } t \text{ in mm}$$

$$\text{Che nel nostro caso vale: } F_{b,Rd} = 2.863 \times 8,5 = 24.335 \text{ N} > 12.600 \text{ N}$$

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$\eta = F_{b,Rd} / N_{RIF} = 24.335 / 12.600 = 1,9.$$

10.2 COLLEGAMENTI INTERNI SALDATI DELLA SCALA METALLICA

Si tratta dei collegamenti saldati dei nodi 4 e 9 nei punti di piegatura dei cosciali delle rampe. Il collegamento è previsto tramite saldature continue con cianfrinatura delle ali e dell'anima ad X.

Per il calcolo di verifica delle saldature si fa riferimento, cautelativamente, al criterio semplificato, adottando l'espressione **4.2.76** riportata al punto **4.2.8.2.4** della normativa (D.M. 2008).

Secondo la norma, allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola.

Definita con a l'altezza di gola, si può assumere la seguente condizione di resistenza:

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1 \quad (4.2.76)$$

Dove:

- $F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza;
- $F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza che si assume:

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / \sqrt{(3\beta \gamma_{M2})} \quad \text{dove:}$$

- a è l'altezza di gola che si assume minimo **4 mm**;
- f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati, pari a 360 N/mm²;
- il coefficiente β è dato, in funzione del grado di acciaio:
 $\beta = 0,80$ per acciaio S235; 0,85 per acciaio S275; 0,90 per acciaio S355; 1,00 per acciaio S420 e S460;
 Nel caso in argomento con uso di acciaio S235 si ha: $\beta = 0,80$
- $\gamma_{M2} = 1,25$ (Tabella 4.2.XII)

Infine si ottiene:

$$F_{w,Rd} = 4 \times 360 / \sqrt{(3 \times 0,80 \times 1,25)} = 830 \text{ N / mm}$$

Si esegue nel seguito la verifica delle saldature del nodo 9 più critico.

$$N = 465 \text{ N}$$

$$T = 928 \text{ N}$$

Sono previsti in verticale 2 cordoni di saldatura di lunghezza circa 200 mm ciascuno e in orizzontale 2+2 cordoni di saldatura di lunghezza circa 70 mm ciascuno.

Si valuta un valore minimo della forza resistente, con i soli cordoni di saldatura verticali, pari a:

$$F_{w,Rd} = 830 \times 200 \times n.2 = 332.000 \text{ N}$$

Tale valore è di gran lunga superiore a quello delle forze N e T sopra riportate, agenti al nodo.

10.3 COLLEGAMENTI DELLE COLONNE E DEI COSCIALI DI PARTENZA CON LA PIASTRA DI FONDAZIONE IN C.A.

Si tratta dei seguenti collegamenti:

- 1) Collegamento **TIPO A**: si tratta del collegamento dei montanti tipo HEA 160 ai nodi 1, 2, 3, 6, 7 e 8 con la platea di fondazione. Il collegamento è previsto tramite una piastra metallica di dimensione 400x400x12 mm, presaldada alla colonna e bullonata a 4 tirafondi M16 preinghisati nel getto di cls per un affondamento di 35 cm o in alternativa inghisati in fori ϕ 25 mm sigillati con resina tixotropica bicomponente per incollaggio ferro-calcestruzzo;
- 2) Collegamento **TIPO B**: si tratta del collegamento del cosciale UNP 200 ai nodi 5 e 10 con la platea di fondazione. Il collegamento è previsto tramite una piastra metallica di dimensione 500x300x15 mm a cui è presaldada la piastra di cui al collegamento F a cui è, a sua volta bullonato il cosciale. La piastra 500x300x15 mm cosciale è collegata alla platea in c.a. con 4 tirafondi M16 preinghisati nel getto di cls per un affondamento di 25 cm o in alternativa inghisati in fori ϕ 25 mm sigillati con resina tixotropica bicomponente per incollaggio ferro-calcestruzzo.

10.3.1 COLLEGAMENTO TIPO A

Si riporta nel seguito uno stralcio del tabulato della modellazione con i risultati delle reazioni vincolari per involuppi SLV (più gravosi), per una più immediata comprensione dei risultati al piede.

Reazioni Vincolari

I dati seguenti riportano i valori delle reazioni vincolari relative ai nodi che definiscono la struttura ed in modo particolare:

Nodo : numerazione interna del nodo.

Reazioni : valore delle reazioni vincolari del nodo in ognuna delle sei direzioni:

- Rx : forza reagente lungo X rispetto al sistema di riferimento globale.
- Ry : forza reagente lungo Y rispetto al sistema di riferimento globale.
- Rz : forza reagente lungo Z rispetto al sistema di riferimento globale.
- Rfx : coppia reagente attorno all'asse X del sistema di riferimento globale.
- Rfy : coppia reagente attorno all'asse Y del sistema di riferimento globale.
- Rfz : coppia reagente attorno all'asse Z del sistema di riferimento globale.
- Pos : valore positivo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell'involuppo.
- Neg : valore negativo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell'involuppo.
- Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell'involuppo.

1.1.1.1 Involuppi SLV.

Tabella 1.1

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA - Struttura							
Nodi Vinc.		Reazioni Vincolari					
		Rx [daN]	Ry [daN]	Rz [daN]	Rfx [daNm]	Rfy [daNm]	Rfz [daNm]
1	Max	41.24	163.18	617.73	-701.68	-24.80	0.00
	Min	-5.77	-163.18	353.25	701.68	177.33	0.00
2	Max	37.38	311.43	1600.18	-1339.16	-8.19	0.00
	Min	-1.90	-311.43	533.50	1339.16	160.74	0.00
3	Max	238.95	548.24	2451.51	-1178.72	69.17	0.00
	Min	32.17	-548.27	679.47	1178.77	513.75	0.00
5	Max	687.94	52.19	1544.76	0.00	0.00	0.00
	Min	-907.97	-55.12	467.45	0.00	0.00	0.00
6	Max	41.25	163.18	749.78	-701.69	-24.74	0.00
	Min	-5.75	-163.18	368.42	701.69	177.39	0.00
7	Max	37.39	311.43	1732.22	-1339.17	-8.14	0.00
	Min	-1.89	-311.43	578.51	1339.17	160.80	0.00
8	Max	238.95	548.26	2451.52	-1178.75	100.47	0.00
	Min	46.73	-548.23	707.49	1178.70	513.74	0.00
10	Max	620.48	54.38	1544.77	0.00	0.00	0.00
	Min	-840.53	-51.45	469.63	0.00	0.00	0.00

Per la verifica a taglio le sollecitazioni più onerose, con riferimento alla su riportata tabella 1.1, sono quelle ai nodi 3 e 8 con: $R_x = 2.390 \text{ N}$; $R_y = 5.483 \text{ N}$

Componendo le azioni risulta: $T = 6,0 \text{ KN}$

Per la verifica a trazione e sfilamento le sollecitazioni più onerose, con riferimento al tabulato di calcolo, sono quelle ai nodi 2 e 7.

$$N_{\min} = R_z = 5,3 \text{ KN}; \quad M = R_{fx} = 13,4 \text{ KN x m}$$

VERIFICA DEI TIRAFONDI $\phi 16$ A TAGLIO

Su ognuno dei 4 tirafondi si determina:

$$\text{Uno sforzo di taglio pari a:} \quad T_U = T/4 = 6.000/4 = 1.500 \text{ N}$$

La resistenza a taglio del tirafondo è pari a (Punto 4.2.8.1.2 "Collegamenti con perni"):

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{up} A / \gamma_{M2}, \quad (4.2.69)$$

Dove:

f_{up} è la tensione a rottura del perno: **360 N/mm^2**

A è l'area della sezione del perno; **140 mm^2** (al netto della filettatura)

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad (\text{Tabella 4.2.XII})$$

$$\text{RISULTA: } F_{v,Rd} = 0,6 \times 360 \times 140 / 1,25 = 24.192 \text{ N} > 1.500 \text{ N}$$

$$\text{Il coefficiente di sicurezza vale: } \eta = F_{v,Rd} / T_{\max} = 24.192 / 1.500 = 16,1$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA DI BASE IN CORRISPONDENZA DEL FORO DEL TIRAFONDO

La resistenza a rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno/tirafondo è pari a:

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Dove:

t è lo spessore dell'elemento piastra: **12 mm**

d il diametro del perno: **16 mm**

f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio utilizzato: **360 N/mm^2**

γ_{M0} si assume pari a 1,25.

L'azione di rifollamento coincide con l'azione di taglio T_U prima determinata e pari a:

$$T_U = 1.500 \text{ N}$$

RISULTA:

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_{yk} / \gamma_{M0} = 1,5 \times 12 \times 16 \times 360 / 1,25 = 82.944 \text{ N} > 1.500 \text{ N}$$

$$\text{Il coefficiente di sicurezza vale: } \eta = F_{b,Rd} / T_{\max} = 82.944 / 1.500 = 55$$

Nella concezione delle connessioni con perni si deve anche aver cura di contenere le azioni flettenti.

La resistenza a flessione del perno è data da:

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Dove:

W_{el} è il modulo (resistente) elastico della sezione del perno:

$W = \pi \times R^3 / 4$ con $R_{\text{ridotto}} = 7 \text{ mm}$ per tenere conto della filettatura.

$$W = \pi \times R^3 / 4 = \pi \times 7^3 / 4 = 270 \text{ mm}^3;$$

f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio usato per il perno: **360 N/mm^2**

γ_{M0} si assume pari a 1,25.

Per valutare la flessione nel perno, si assume che l'azione tagliente abbia rispetto alla sottostante platea in c.a. un braccio d pari a 1,5 cm. Pertanto il momento flettente teorico vale:

$$M_{\max} = T_{\max} \times d = 1.500 \times 15 = 22.500 \text{ N x mm}$$

RISULTA:

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0} = 1,5 \times 270 \times 360 / 1,25 = 116.640 \text{ N x mm} > 22.500 \text{ N x mm}$$

Non risulta necessario, a fronte di questo ulteriore risultato, procedere con le altre verifiche.

VERIFICA DEI TIRAFONDI ϕ 16 A TRAZIONE E SFILAMENTO

Come detto, le sollecitazioni più onerose valgono.

$$N_{\min} = 5,3 \text{ KN}$$

$$M = 13,4 \text{ KN x m}$$

Su ognuno dei 4 tirafondi si determina:

$$\text{Uno sforzo di compressione pari a: } N_U = N/4 = 5.300/4 = 1.325 \text{ N}$$

Inoltre, sulle coppie di 2 tirafondi di estremità distanti $d=300 \text{ mm}$, si determinano anche azioni R^* di trazione e compressione per equilibrare il momento flettente agente alla base della colonna:

$$R^* = \pm M / d = \pm 13.400.000 / 300 = \pm 44.667 \text{ N}$$

E per ognuno dei 2 tirafondi:

$$R^*_U = R^* / 2 = \pm 44.667 / 2 = \pm 22.333 \text{ N}$$

Il massimo sforzo R di trazione sul singolo tirafondo vale pertanto:

$$R = 22.333 - 1.325 = 21.008 \text{ N}$$

L'Acciaio utilizzato anche per i tirafondi è il tipo S235 ex Fe 360:

CARATTERISTICHE PER LE VERIFICHE A STATO LIMITE:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 235/1,05 = 224 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA BARRE FILETTATE ϕ 16

La resistenza a trazione della barra si assume:

$$F_{TR} = f_{yd} A / \gamma_{M2}$$

Dove:

$$f_{yp} \text{ è la tensione caratteristica: } \quad \mathbf{224 \text{ N/mm}^2}$$

$$A \text{ è l'area della sezione del perno; } \quad \mathbf{140 \text{ mm}^2} \text{ (al netto della filettatura)}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ (Tabella 4.2.XII)}$$

$$\text{RISULTA: } F_{TR} = 224 \times 140 / 1,25 = 25.088 \text{ N} > 21.008 \text{ N}$$

$$\text{Il coefficiente di sicurezza aggiuntivo vale: } \eta = F_{TR} / R_{\max} = 25.088 / 21.008 = 1,19.$$

VERIFICA TENSIONI TANGENZIALI DI ADERENZA

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-cls (cap. 4.1.2.1.1.3) è stata determinata al Cap.6.2 in:

$$f_{bd} = 4,14 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso in argomento di diametro 16 mm e tirafondo di profondità di 250 mm risulta una tensione resistente di aderenza pari a:

$$F_{bd} = 4,14 \times 250 \times 16 \times 3,14 = 51.998 \text{ N} > 21.008 \text{ N}$$

$$\text{Il coefficiente di sicurezza aggiuntiva vale: } \eta = 51.998 / 21.008 = 2,48$$

Non risulta necessario, a fronte di questo primo risultato, procedere con le altre verifiche.

10.3.2 COLLEGAMENTO TIPO B

Si tratta dei collegamenti dei nodi 5 e 10.

I tirafondi risultano sollecitati solatanto da azioni taglianti.

Le sollecitazioni più onerose, con riferimento alla su riportata tabella 1.1, sono quelle al nodo 5:

$$R_x = 9,08 \text{ KN}; \quad R_y = 0,55 \text{ KN}$$

Componendo le azioni risulta: $T = 9,1 \text{ KN}$

VERIFICA DEI TIRAFONDI $\phi 16$ A TAGLIO

Su ognuno dei 4 tirafondi si determina:

$$\text{Uno sforzo di taglio pari a:} \quad T_U = T/4 = 9.100/4 = 2.275 \text{ N}$$

La resistenza a taglio del tirafondo è pari a (Punto 4.2.8.1.2 "Collegamenti con perni"):

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{up} A / \gamma_{M2}, (4.2.69)$$

Dove:

f_{up} è la tensione a rottura del perno: **360 N/mm²**

A è l'area della sezione del perno; **140 mm²** (al netto della filettatura)

$\gamma_{M2} = 1,25$ (Tabella 4.2.XII)

$$\text{RISULTA: } F_{v,Rd} = 0,6 \times 360 \times 140 / 1,25 = 24.192 \text{ N} > 2.275 \text{ N}$$

$$\text{Il coefficiente di sicurezza aggiuntivo vale: } \eta = F_{v,Rd} / T_{\max} = 24.192 / 2.275 = 10,6$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA DI BASE IN CORRISPONDENZA DEL FORO DEL TIRAFONDO

La resistenza a rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno/tirafondo è pari a:

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Dove:

t è lo spessore dell'elemento piastra: 15 mm

d il diametro del perno: 16 mm

f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio utilizzato: 360 N/mm²

γ_{M0} si assume pari a 1,25.

L'azione di rifollamento coincide con l'azione di taglio T_U prima determinata e pari a:

$$T_U = 5.175 \text{ N}$$

RISULTA:

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_{yk} / \gamma_{M0} = 1,5 \times 15 \times 16 \times 360 / 1,25 = 103.680 \text{ N} > 2.275 \text{ N}$$

$$\text{Il coefficiente di sicurezza aggiuntivo vale: } \eta = F_{b,Rd} / T_{\max} = 103.680 / 2.275 = 45$$

Nella concezione delle connessioni con perni si deve anche aver cura di contenere le azioni flettenti.

La resistenza a flessione del perno è data da:

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Dove:

W_{el} è il modulo (resistente) elastico della sezione del perno:

$$W = \pi \times R^3 / 4 \quad \text{con } R_{\text{ridotto}} = 7 \text{ mm per tenere conto della filettatura.}$$

$$W = \pi \times R^3 / 4 = \pi \times 7^3 / 4 = 270 \text{ mm}^3;$$

f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio usato per il perno: 360 N/mm²

γ_{M0} si assume pari a 1,25.

Per valutare la flessione nel perno, si assume che l'azione tagliente abbia rispetto alla sottostante platea in c.a. un braccio d pari a 1,5 cm. Pertanto il momento flettente teorico vale:

$$M_{\max} = T_{\max} \times d = 2.275 \times 15 = 34.125 \text{ N x mm}$$

RISULTA:

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0} = 1,5 \times 270 \times 360 / 1,25 = 116.640 \text{ N x mm} > 34.125 \text{ N x mm}$$

Non risulta necessario, a fronte di questo ulteriore risultato, procedere con le altre verifiche.

11. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

11.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE FONDALI

Si rimanda alla Relazione di calcolo.

Le fondazioni, in relazione alle risultanze geologiche e alle caratteristiche dell'opera, sono previste, come già detto, del tipo diretto a platea in c.a..

11.2 GEOTECNICA

I **Capitoli 6 e 7** del tabulato di calcolo strutturale allegato al progetto in argomento, dal titolo **"RELAZIONE GEOTECNICA E RELAZIONE SULLE FONDAZIONI"** riportano tutte le informazioni necessarie sull'argomento e, pertanto si rimanda ad esso per una visione completa ed esaustiva degli aspetti correlati.

Nel seguito si riportano, a titolo di riepilogo, le sollecitazioni massime al piano di sedime.

11.3 SOLLECITAZIONI MASSIME AL PIANO DI SEDIME

Le sollecitazioni massime al piano di sedime ricavate dal tabulato di calcolo, vengono riepilogate nel seguito.

Risultati di Calcolo.

Tensioni sul Terreno

I dati seguenti riportano i valori delle tensioni esercitate dalla fondazione sul terreno.

Asta/Piastra : numerazione interna dell'asta/piastra.

X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l'asse dell'asta/piastra.

Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell'involuppo.

Tensioni (σ_T) : valore della tensione dovuta alla pressione dell'asta/piastra di fondazione:

Tabella 11.II

Tensioni Terreno								
		SLV		SLD		SLE		
		A1	A2	A1	A2	Caratt.	Freq.	Q. Perm.
Piastra	Fili	σ_t [daN/cm ²]	σ_t [daN/cm ²]	σ_t [daN/cm ²]	σ_t [daN/cm ²]	σ_t [daN/cm ²]	σ_t [daN/cm ²]	σ_t [daN/cm ²]
1	1, 6, 7, 8, 10, 5, 3, 2	0.42(27) *	0.42(27) **	0.26(2)	0.26(2) *	0.26(1) *	0.21(1) *	0.20(1) *

* valore massimo.

** valore massimo A2.

RIASSUNTO RISULTATI VERIFICHE

ELEMENTO	TIPO VERIFICA	Coeff. Sic Min	Coeff. Sic Max
Platee di fondazione	Capacita' Portante	2.83	10.86
	Cedim. Diff. SLE Q. Perm.	141.45	141.45

APPENDICE 1

INTEGRAZIONI AI SENSI DEL CAP.10 DEL D.M. 2008

MATERIALI

Materiali in genere.

I materiali ed i prodotti per uso strutturale, utilizzati nelle opere in oggetto alla presente relazione, devono rispondere ai requisiti indicati nel seguito.

I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- identificati univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- qualificati sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- accettati dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

I materiali in genere occorrenti per la costruzione delle opere di cui al presente progetto proverranno da quelle località che l'Appaltatore riterrà di sua convenienza, purché, ad insindacabile giudizio della Direzione dei lavori, siano riconosciuti della migliore qualità e rispondano ai requisiti appresso indicati.

Quando la Direzione dei lavori avrà rifiutata qualche provvista perché ritenuta a suo giudizio insindacabile non idonea ai lavori, l'Appaltatore dovrà sostituirla con altra che risponda ai requisiti voluti, ed i materiali rifiutati dovranno essere immediatamente allontanati dalla sede del lavoro o dai cantieri a cura e spese dell'Appaltatore.

Le prove su materiali e prodotti, a seconda delle specifiche procedure applicabili, come specificato di volta in volta nel seguito, devono generalmente essere effettuate da:

- a) laboratori di prova notificati ai sensi dell'art.18 della Direttiva n.89/106/CEE;
- b) laboratori di cui all'art.59 del DPR n.380/2001;
- c) altri laboratori, dotati di adeguata competenza ed idonee attrezzature, appositamente abilitati dal Servizio Tecnico Centrale.

Qualora si applichino specifiche tecniche europee armonizzate, ai fini della marcatura CE, le attività di certificazione, ispezione e prova dovranno essere eseguite dai soggetti previsti nel relativo sistema di attestazione della conformità.

Il richiamo alle specifiche tecniche europee EN armonizzate, di cui alla Dir. 89/106/CEE ed al DPR 246/93, deve intendersi riferito all'ultima versione aggiornata, salvo diversamente specificato. Il richiamo alle specifiche tecniche volontarie EN, UNI e ISO deve intendersi riferito alla data di pubblicazione se indicata, ovvero, laddove non indicata, all'ultima versione aggiornata.

Cementi

Tutti i manufatti in c.a. e c.a.p. potranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE che soddisfino i requisiti previsti dalla norma UNI EN 197-1.

Qualora vi sia l'esigenza di eseguire getti massivi, al fine di limitare l'innalzamento della temperatura all'interno del getto in conseguenza della reazione di idratazione del cemento, sarà opportuno utilizzare cementi comuni a basso calore di idratazione contraddistinti dalla sigla LH contemplati dalla norma UNI EN 197-1.

Se è prevista una classe di esposizione XA, secondo le indicazioni della norma UNI EN 206 e UNI 11104, conseguente ad un'aggressione di tipo solfatico o di dilavamento della calce, sarà necessario utilizzare cementi resistenti ai solfati o alle acque dilavanti in accordo con la UNI 9156 o la UNI 9606.

Per getti di calcestruzzo in sbarramenti di ritenuta di grandi dimensioni si dovranno utilizzare cementi di cui all'art. 1 lettera C della legge 595 del 26 maggio 1965 o, al momento del recepimento nell'ordinamento italiano, cementi a bassissimo calore di idratazione VHL conformi alla norma UNI EN 14216.

Acqua di impasto.

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008.

Aggregati.

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, debbono possedere marcatura CE secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi.

Gli aggregati debbono essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo.

La massa volumica media del granulo in condizioni s.s.a. (saturo a superficie asciutta) deve essere pari o superiore a 2300 kg/m³. A questa prescrizione si potrà derogare solo in casi di comprovata impossibilità di approvvigionamento locale, purché si continuino a rispettare le prescrizioni in termini di resistenza caratteristica a compressione e di durabilità descritti in fase di progetto. Per opere caratterizzate da un elevato rapporto superficie/volume, laddove assume un'importanza predominante la minimizzazione del ritiro igrometrico del calcestruzzo, occorrerà preliminarmente verificare che l'impiego di aggregati di minore massa volumica non determini un incremento del ritiro rispetto ad un analogo conglomerato confezionato con aggregati di massa volumica media maggiore di 2300 Kg/m³.

Per i calcestruzzi con classe di resistenza caratteristica a compressione maggiore di C50/60 preferibilmente dovranno essere utilizzati aggregati di massa volumica maggiore di 2600 kg/m³.

Gli aggregati dovranno rispettare i requisiti minimi imposti dalla norma UNI 8520 parte 2 relativamente al contenuto di sostanze nocive. In particolare:

- il contenuto di solfati solubili in acido (espressi come SO₃ da determinarsi con la procedura prevista dalla UNI-EN 1744-1: 1999 punto 12) dovrà risultare inferiore allo 0.2% sulla massa dell'aggregato indipendentemente se l'aggregato è grosso oppure fine (aggregati con classe di contenuto di solfati AS0,2);
- il contenuto totale di zolfo (da determinarsi con UNI-EN 1744-1 punto 11) dovrà risultare inferiore allo 0.1%;
- non dovranno contenere forme di silice amorfa alcali-reattiva o in alternativa dovranno evidenziare espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

La granulometria degli aggregati litici per i conglomerati sarà prescritta dalla Direzione dei lavori in base alla destinazione, al dosaggio ed alle condizioni di messa in opera dei calcestruzzi. L'Impresa dovrà garantire la costanza delle caratteristiche della granulometria per ogni lavoro.

Additivi

Gli additivi, ove previsti, per la produzione del calcestruzzo devono possedere la marcatura CE ed essere conformi, in relazione alla particolare categoria di prodotto cui essi appartengono, ai requisiti imposti dai rispettivi prospetti della norma UNI EN 934 (parti 2, 3, 4, 5). Per gli altri additivi che non rientrano nelle classificazioni della norma si dovrà verificarne l'idoneità all'impiego in funzione dell'applicazione e delle proprietà richieste per il calcestruzzo. E' onere del produttore di calcestruzzo verificare preliminarmente i dosaggi ottimali di additivo per conseguire le prestazioni reologiche e meccaniche richieste oltre che per valutare eventuali effetti indesiderati. Per la produzione degli impasti, si consiglia l'impiego costante di additivi fluidificanti/riduttori di acqua o superfluidificanti/riduttori di acqua ad alta efficacia per limitare il contenuto di acqua di impasto, migliorare la stabilità dimensionale del calcestruzzo e la durabilità dei getti. Nel periodo estivo si consiglia di impiegare specifici additivi capaci di mantenere una prolungata lavorabilità del calcestruzzo in funzione dei tempi di trasporto e di getto.

Per le riprese di getto si potrà far ricorso all'utilizzo di ritardanti di presa e degli adesivi per riprese di getto. Nel periodo invernale al fine di evitare i danni derivanti dalla azione del gelo, in condizioni di maturazione al di sotto dei 5°C, si farà ricorso, oltre che agli additivi superfluidificanti, all'utilizzo di additivi acceleranti di presa e di indurimento privi di cloruri. Per i getti sottoposti all'azione del gelo e del disgelo, si farà ricorso all'impiego di additivi aeranti come prescritto dalle normative UNI EN 206 e UNI 11104.

Acciai per c.a.

Per opere in calcestruzzo armato si userà acciaio in barre del tipo:

- 1) B450C (ad aderenza migliorata) avente una tensione caratteristica di snervamento minima garantita di 450.00 N/mm² ed una tensione caratteristica a rottura minima garantita di 540.00 N/mm².
- 2) Utente (ad aderenza migliorata) avente una tensione caratteristica di snervamento minima garantita di 315.00 N/mm² ed una tensione caratteristica a rottura minima garantita di 490.00 N/mm².

Non saranno poste in opera barre eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti che ne riducano la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne l'aderenza al conglomerato.

L'acciaio da calcestruzzo armato, in ogni sua forma commerciale, deve rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M.14/01/2008, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/CE).

L'acciaio deve essere qualificato all'origine, deve portare impresso, come prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

Nei riguardi della saldabilità, la composizione chimica deve essere in accordo con quanto specificato nel D.M. 14/01/2008.

Le proprietà meccaniche devono essere in accordo con quanto specificato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008):

Proprietà	Valore caratteristico
f_y (N/mm ²)	≥ 450
f_t (N/mm ²)	≥ 540
f_t/f_y	$\geq 1,15 \leq 1,35$
A_{gt} (%)	$\geq 7,5$
$f_y/f_{y,nom}$	$\leq 1,25$

Prova di piega e raddrizzamento In accordo con quanto specificato nel D.M. 14/01/2008, è richiesto il rispetto dei limiti seguenti:

Diametro nominale (\emptyset) mm	Diametro massimo del mandrino
$\emptyset < 12$	4 \emptyset
$12 \leq \emptyset \leq 16$	5 \emptyset
$16 < \emptyset \leq 25$	8 \emptyset
$25 < \emptyset \leq 40$	10 \emptyset

Il valore del diametro nominale deve essere concordato all'atto dell'ordine. Le tolleranze devono essere in accordo con il D.M. 14/01/2008:

Diametro nominale (mm)	Da 6 a ≤ 8	Da > 8 a ≤ 50
Tolleranza in % sulla sezione	± 6	$\pm 4,5$

I prodotti devono avere una superficie nervata in accordo con il D.M. 14/01/2008. L'indice di aderenza I_r deve essere misurato in accordo a quanto riportato nel paragrafo 11.2.2.10.4 del D.M. 14/01/2008. I prodotti devono aver superato le prove di Beam Test effettuate presso un Laboratorio Ufficiale (Legge 1086).

Diametro nominale mm	I_r
$5 \leq \emptyset \leq 6$	≥ 0.048
$6 < \emptyset \leq 8$	≥ 0.055
$8 < \emptyset \leq 12$	≥ 0.060
$\emptyset > 12$	≥ 0.065

Conglomerato cementizio

Al fine di ottenere le prestazioni richieste, si dovranno dare indicazioni in merito alla composizione, ai processi di maturazione ed alle procedure di posa in opera, facendo utile riferimento alla norma UNI ENV 13670-1 ed alle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, nonché dare indicazioni in merito alla composizione della miscela, compresi gli eventuali additivi, tenuto conto anche delle previste classi di esposizione ambientale (di cui, ad esempio, alla norma UNI EN 206-1) e del requisito di durabilità delle opere.

I quantitativi dei diversi materiali da impiegare per la composizione dei conglomerati, secondo le particolari indicazioni che potranno essere imposte dalla Direzione dei lavori o stabilite nell'elenco prezzi, dovranno corrispondere alle seguenti proporzioni:

Classe Consistenza	Tipo Cemento	Quantità Cemento [q.li]	Sabbia [m ³]	Ghiaia [m ³]	Acqua [lt]
C28/35 S1	42.5	4	0.4	0.8	200
C20/25 S1	42.5	3	0.4	0.8	150

Quando la Direzione dei lavori ritenesse di variare tali proporzioni, l'Appaltatore sarà obbligato ad uniformarsi alle prescrizioni della medesima, salvo le conseguenti variazioni di prezzo in base alle nuove proporzioni previste.

Per il confezionamento del calcestruzzo dovranno essere impiegati aggregati appartenenti a non meno di due classi granulometriche diverse. La percentuale di impiego di ogni singola classe granulometrica verrà stabilita dal produttore con l'obiettivo di conseguire i requisiti di lavorabilità e di resistenza alla segregazione ottimali. La curva granulometrica ottenuta dalla combinazione degli aggregati disponibili, inoltre, sarà quella capace di soddisfare le esigenze di posa in opera richieste dall'impresa (ad esempio, pompabilità), e quelle di resistenza meccanica a compressione e di durabilità richieste per il conglomerato.

La dimensione massima dell'aggregato dovrà essere non maggiore di $\frac{1}{4}$ della sezione minima dell'elemento da realizzare, dell'interferro ridotto di 5 mm, dello spessore del copriferro aumentato del 30%.

L'impasto di materiali, se realizzati in cantiere, dovrà essere fatto a mezzo di macchine impastatrici. I materiali componenti le malte cementizie saranno prima mescolate a secco, fino ad ottenere un miscuglio di tinta uniforme, il quale verrà poi asperso ripetutamente con la minore quantità d'acqua possibile, ma sufficiente, rimescolando continuamente.

La distribuzione granulometrica degli inerti, il cemento e la consistenza degli impasti, saranno determinate in funzione della destinazione d'uso ed al procedimento di posa in opera calcestruzzo. Tutti i calcestruzzi messi in opera dovranno essere costipati mediante vibratore meccanico.

Il produttore del calcestruzzo dovrà adottare tutti gli accorgimenti in termini di ingredienti e di composizione dell'impasto per garantire che il calcestruzzo possieda al momento della consegna del calcestruzzo in cantiere la lavorabilità prescritta.

Qualsiasi altra informazione sarà fornita direttamente dalla Direzione dei lavori.

Acciai per carpenteria

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+.

Per gli acciai di cui alle norme armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210 ed UNI EN 10219-1, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali $f_y = R_eH$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto.

Gli acciai per carpenteria in ogni forma commerciale come ad esempio:

- laminati mercantili (angolari, L, T, piatti e altri prodotti di forma);
- travi ad ali parallele del tipo HE e IPE, travi IPN;
- laminati ad U;
- lamiere e piatti;
- nastri, profilati cavi prodotti a caldo;
- travi saldate (ricavate da lamiere o da nastri a caldo);
- profilati a freddo (ricavati da nastri a caldo);
- tubi saldati (cilindrici o di forma ricavati da nastri a caldo);
- lamiere grecate (ricavate da nastri a caldo);

devono essere conformi alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1. In particolare gli acciai per strutture saldate, oltre a soddisfare le condizioni indicate nelle norme UNI armonizzate indicate precedentemente, devono avere adeguata composizione chimica, come indicato nelle stesse norme.

Per l'utilizzo in zona sismica, l'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni deve essere conforme ai requisiti riportati nelle norme sulle costruzioni in acciaio.

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura A5, misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve risultare $f_{y,max} \leq 1,2 f_{yk}$;

Per la costruzione in oggetto sono stati usati i seguenti acciai da carpenteria:

Tipo Acciaio	Norma di riferimento	f_y [daN/cm ²]	f_u [daN/cm ²]
S235	UNI EN 10025-2	2350	3600

Qualsiasi altra informazione sarà fornita direttamente dalla Direzione dei lavori.

Processo di saldatura.

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN 12062.

Bulloni

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016 e UNI 5592 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1, associate nel modo indicato nella seguente tabella:

	Normali Ad alta resistenza				
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella sono riportate nella seguente tabella:

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della precedente tabella. Viti e dadi, devono essere associati come indicato nella seguente tabella:

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1	UNI EN 14399 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898-2	UNI EN 14399 parti 3 e 4
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2 temperato e rinvenuto HRC 32, 40	UNI EN 14399 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2 temperato e rinvenuto HRC 32, 40	UNI EN 14399 parti 5 e 6

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recare la relativa marcatura CE. In zona sismica i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

Chiodi

Per i chiodi da ribadire a caldo si devono impiegare gli acciai previsti dalla norma UNI 7356.

Legno da costruzione

La produzione, fornitura e utilizzazione dei prodotti di legno e dei prodotti a base di legno per uso strutturale dovranno avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di un sistema di rintracciabilità che copra la catena di distribuzione dal momento della prima classificazione e marcatura dei singoli componenti e/o semilavorati almeno fino al momento della prima messa in opera.

Ogni fornitura deve essere accompagnata, a cura del produttore, da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera. Il Direttore dei Lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto sopra prescritto.

Il progettista sarà tenuto ad indicare nel progetto le caratteristiche dei materiali secondo le indicazioni di cui al presente capitolo.

Tali caratteristiche devono essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni applicabili di cui alla marcatura CE ovvero di cui al D.M. 14/01/2008.

Il Direttore dei Lavori potrà inoltre far eseguire ulteriori prove di accettazione sul materiale pervenuto in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nella presente norma.

La produzione di elementi strutturali di legno massiccio a sezione rettangolare dovrà risultare conforme alla norma europea armonizzata UNI EN 14081 e, secondo quanto specificato al punto A del paragrafo 11.1, del D.M. 14/01/2008, recare la Marcatura CE.

Qualora non sia applicabile la marcatura CE, i produttori di elementi di legno massiccio per uso strutturale, secondo quanto specificato al punto B del par. 11.1 del D.M. 14/01/2008, devono essere qualificati così come specificato al par. 11.7.10 del D.M. 14/01/2008.

Il legno massiccio per uso strutturale è un prodotto naturale, selezionato e classificato in dimensioni d'uso secondo la resistenza, elemento per elemento, sulla base delle normative applicabili.

La Classe di Resistenza di un elemento è definita mediante uno specifico profilo resistente unificato, a tal fine può farsi utile riferimento alle norme UNI EN 338 ed UNI EN 1912, per legno di provenienza estera, ed UNI 11035 parti 1 e 2 per legno di provenienza italiana.

In generale è possibile definire il profilo resistente di un elemento strutturale anche sulla base dei risultati documentati di prove sperimentali, in conformità a quanto disposto nella UNI EN 384.

Le prove sperimentali per la determinazione di, resistenza a flessione e modulo elastico devono essere eseguite in maniera da produrre gli stessi tipi di effetti delle azioni alle quali il materiale sarà presumibilmente soggetto nella struttura.

Per tipi di legno non inclusi in normative vigenti (emanate da CEN o da UNI), e per i quali sono disponibili dati ricavati su campioni "piccoli e netti", è ammissibile la determinazione dei parametri di cui sopra sulla base di confronti con specie legnose incluse in normative di dimostrata validità.

Gli elementi strutturali di legno lamellare incollato debbono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14080. Le dimensioni delle singole lamelle dovranno rispettare i limiti per lo spessore e l'area della sezione trasversale indicati nella norma UNI EN 386.

Il legno lamellare deve essere classificato secondo le indicazioni riportate nelle UNI EN 1194.

Per la costruzione in oggetto sono stati usati i seguenti legnami da costruzione:

Tipo Legno	Norma di riferimento	Classe
Lamellare di conifera	EN 1194	GL24h

Qualsiasi altra informazione sarà fornita direttamente dalla Direzione dei lavori.

Prove sui materiali

La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza ed il diametro massimo dell'aggregato.

La definizione del calcestruzzo viene effettuata mediante a classe di resistenza, contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica R_{ck} e cilindrica f_{ck} a compressione uniassiale, misurate su provini normalizzati e cioè rispettivamente su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm. Al fine delle verifiche sperimentali i provini prismatici di base 150 x 150 mm e di altezza 300 mm sono equiparati ai cilindri di cui sopra.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002. Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-3:2003 e UNI EN 12390-4:2002. Circa il procedimento da seguire per la determinazione della massa volumica vale quanto indicato nella norma UNI EN 12390-7:2002. Salvo diverse specifiche e/o accordi con il produttore del conglomerato la lavorabilità al momento del getto verrà controllata all'atto del prelievo dei campioni per i controlli d'accettazione della resistenza caratteristica convenzionale a compressione secondo le indicazioni riportate sulle Norme Tecniche sulle Costruzioni. La misura della lavorabilità verrà condotta in accordo alla UNI-EN 206-1 dopo aver proceduto a scaricare dalla betoniera almeno 0.3 mc di calcestruzzo. In accordo con le specifiche di capitolato la misura della lavorabilità potrà essere effettuata mediante differenti metodologie. In particolare la lavorabilità del calcestruzzo può essere definita mediante:

- Il valore dell'abbassamento al cono di Abrams (UNI-EN 12350-2) che definisce la classe di consistenza o uno slump di riferimento oggetto di specifica;
- la misura del diametro di spandimento alla tavola a scosse (UNI-EN 12350-5).

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio per carpenteria, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377, UNI 552, EN 10002-1, UNI EN 10045-1.

Sono abilitati ad effettuare le prove ed i controlli sul legname da costruzione, sia sui prodotti che sui cicli produttivi, i laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 e gli organismi di prova abilitati ai sensi del DPR n. 246/93 in materia di prove e controlli sul legno.

La determinazione sperimentale della resistenza a compressione, a taglio, e del modulo elastico secante dovrà avvenire nel rispetto delle indicazioni contenute nel cap. 11 del D.M. 14/01/2008.

L'Impresa sarà obbligata a prestarsi in ogni tempo alle prove dei materiali impiegati o da impiegarsi, sottostando a tutte le spese di prelevamento ed invio di campioni ad Istituto Sperimentale riconosciuto.

L'Impresa sarà tenuta a pagare le spese per dette prove, salvo pattuizioni contrarie.