



Regione Siciliana  
Dipartimento dei Beni Culturali e dell'Identità  
Siciliana

Soprintendenza per i Beni Culturali ed Ambientali  
MESSINA

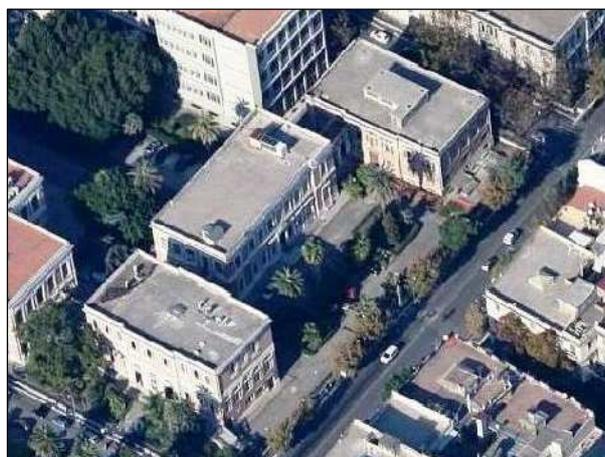


Università degli Studi  
di  
MESSINA

Area Servizi Tecnici

RISANAMENTO CONSERVATIVO, CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE E  
ADEGUAMENTO FUNZIONALE DELLA BIBLIOTECA REGIONALE  
UNIVERSITARIA "GIACOMO LONGO" DI MESSINA  
PROGETTO ESECUTIVO

**Programma lotto 2012**



Relazione di calcolo – Solaio acciaio

Elaborato

VALIDAZIONE			Elaborato <b>PE.S.RC.01</b>
AGGIORNAMENTO			
MESSINA			
Progetto Architettonico <b>Arch. Mirella Vinci</b> <b>Ing. Salvatore Stopo</b> <b>Arch. Enrico Zaccone</b> <b>Geom. Vincenzo Reale</b> <b>Ing. Roberto Mazzullo</b>	Il Responsabile del Procedimento <b>Arch. Salvatore Scuto</b>	Progetto Strutture e Impianti <b>Ing. Silvio Lacquaniti</b> <b>Ing. Giovanni Lupo</b>  Collaboratori: <b>Geom. Nunzio Chillè</b>	

IL RESPONSABILE U.O. VI  
**Arch. Maria Mercurio**

IL SOPRINTENDENTE  
**Arch. Rocco G. Scimone**

IL RESPONSABILE AREA SERVIZI TECNICI  
**Ing. Francesco Oteri**

Risanamento conservativo, consolidamento strutturale e adeguamento funzionale della Biblioteca Regionale  
Universitaria “Giacomo Longo” di Messina  
Progetto esecutivo – Strutture – Relazione di calcolo Solai Acciaio  
Università di Messina - Area Servizi Tecnici – ing. Silvio Lacquaniti

**RISANAMENTO CONSERVATIVO, CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE E  
ADEGUAMENTO FUNZIONALE DELLA BIBLIOTECA REGIONALE  
UNIVERSITARIA “GIACOMO LONGO” DI MESSINA  
Progetto esecutivo – Strutture**

**RELAZIONE di CALCOLO – SOLAIO ACCIAIO**

Messina, Giugno 2014

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEL MODELLO DI CALCOLO

Oggetto della presente relazione di calcolo è la struttura metallica con la quale viene realizzato un solaio intermedio al primo piano dell’edificio già destinato alla biblioteca regionale di Messina ricadente all’interno del plesso centrale dell’Università degli studi di Messina.

L’edificio oggetto dell’intervento è costituito da due elevazioni fuori terra, ciascuna di superficie complessiva pari a circa  $560 m^2$ , e da ulteriori due piani uno completamente interrato ed un altro seminterrato, L’edificio nella sua interezza si presenta con struttura mista; in particolare le prime tre elevazioni presentano una struttura portante costituita da una intelaiatura in cemento armato con pilastri e travi che si sviluppano per tutta l’altezza complessiva dell’edificio, in collaborazione con una muratura portante realizzata in mattoni pieni e malta cementizia dello spessore variabile da  $60 cm$  a  $45 cm$ , mentre l’ultima elevazione si presenta con struttura in c.a. intelaiata. In corrispondenza di ciascun interpiano sono presenti, in sommità alle murature, dei cordoli di cemento armato a sezione rettangolare di base pari allo spessore del muro sottostante e di altezza pari a  $30 cm$ . E’ presente un torrino in sommità di ridotta superficie anch’esso in c.a.

I solai di interpiano sono realizzati mediante la disposizione di una soletta piena in cemento armato dello spessore di circa  $20 cm$ . In particolare, tale soletta è realizzata su di un grigliato di travi principali ( $30 \times 40 cm^2$ ) che collegano a volo (in mezzo al solaio) le murature ortogonali intervallate da travi secondarie di sezione ridotta (circa  $30 \times 30 cm^2$ ) aventi una particolare forma a “*coda di rondine*”. Inoltre, le travi principali di sezione rettangolare presentano, in corrispondenza dell’innesto con il cordolo sopra la muratura, una variazione di sezione significativa in altezza che attribuisce alle stessa una particolare forma detta a “*bocca di lupo*”.

Dall’osservazione dello stato di fatto della struttura oggetto dell’intervento, si rileva come la sua progettazione originaria, avvenuta negli anni ‘20, abbia risentito in maniera sostanziale delle indicazioni normative del tempo, improntate alla realizzazione di strutture molto massicce e corpose, in grado di fornire apprezzabili risposte in termini di resistenza alle azioni sismiche. Del resto, all’indomani del distruttivo terremoto di Messina del 1908, le strutture di nuova edificazione vennero concepite sommando alla tipologia classica costruttiva in muratura la nuova e più performante tipologia intelaiata in cemento armato.

Dall’insieme di queste due differenti tipologie si ottiene la cosiddetta tipologia strutturale di “muratura confinata” che riporta le caratteristiche resistenti non soltanto alla parte di semplice muratura ma anche alla parte in cemento armato. Non solo, ma la presenza dei solai a soletta piena innestati sui cordoli in cemento armato definisce con esattezza un comportamento di impalcato rigido

nel proprio piano. Per tali motivi, la struttura dell’edificio si presenta classificabile indubbiamente come una struttura in muratura della cosiddetta “terza classe”, capace cioè di esibire un ottimo comportamento scatolare non solo sotto l’azione dei carichi verticali, ma anche e soprattutto sotto l’effetto di azioni sismiche.

L’edificio presenta buone caratteristiche di regolarità sia in pianta che in elevazione, dal momento che esso si estende su una impronta a forma rettangolare, che si mantiene tale per tutto il suo sviluppo in altezza. Tuttavia, il comportamento strutturale si presenta del tutto differente in funzione dell’altezza, dal momento che la presenza dell’ultima elevazione in c.a. fa diminuire in maniera significativa la rigidità dell’intero complesso.

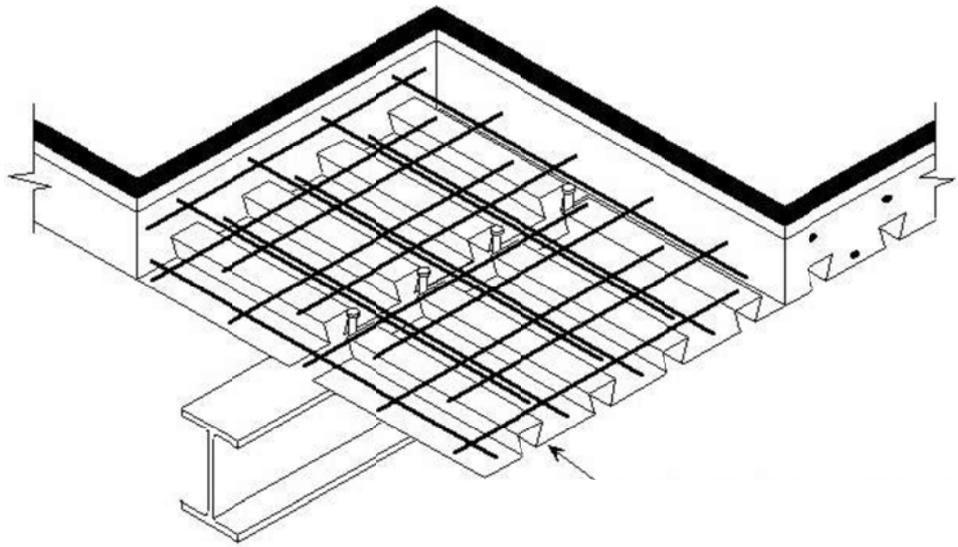
Al fine di non incidere in misura sostanziale sulla cubatura esistente, in alternativa ad una nuova edificazione che comporterebbe una effettiva sopraelevazione dell’immobile, si è preferito optare per una soluzione di minore impatto costruttivo e strutturale, ma che al contempo consenta di utilizzare in modo ottimale gli spazi e la volumetria esistente.

Infatti, alla luce dell’altezza del piano primo, è stata prevista la realizzazione di un nuovo piano intermedio da eseguirsi mediante la realizzazione di un soppalco con struttura portante in travi di acciaio collaboranti con una soletta di calcestruzzo gettata in opera al di sopra di una lamiera grecata. Questa soluzione, tra l’altro, si presenta coerente ed affidabile rispetto alle caratteristiche strutturali dell’edificio.

Il piano intermedio in progetto, da un punto di vista strutturale, sarà realizzato mediante una struttura in acciaio composta da travi principali del tipo *IPE 180* e da travi secondarie *UPN 160* che saranno collegate ai pilastri esistenti in c.a. e a dei nuovi pilastri in acciaio del tipo *HEA200*. Questi ultimi saranno inseriti alla sommità di alcuni pilastri esistenti che nello stato di fatto non proseguono al piano interessato dall’inserimento del soppalco. Su dette travi si andrà a disporre una lamiera nervata (grecata) collegata alle medesime travi a mezzo di adeguati sistemi di connessione (pioli in acciaio) e sulla quale verrà steso un getto di calcestruzzo di completamento e di solidarizzazione con la struttura in acciaio.

In particolare, allo scopo di prevedere un comportamento infinitamente rigido del solaio di progetto nel proprio piano, e di ammorsarlo adeguatamente alla struttura in c.a. esistente sul perimetro coperto, si è pensato di inserire delle travi in acciaio anche lungo tutto il perimetro ammorsate e collegate in maniera opportuna ai pilastri esistenti. Tale collegamento sarà realizzato con connessioni del tipo bullonate a doppia piastra.

Si dovrà prevedere una sufficiente armatura trasversale della soletta di calcestruzzo disposta sopra la lamiera grecata che nello specifico sarà realizzata con una rete a maglia quadrata elettrosaldata di diametro opportuno.



*Rappresentazione tridimensionale della struttura del solaio in acciaio*

Per sua stessa natura di esecuzione, e sulla base dei singoli elementi strutturali in relazione alle prestazioni che in fase di verifica sono richieste, la realizzazione del solaio non prevede alcuna puntellatura né delle travi principali né della lamiera grecata soprastante.

Nel seguito di questa relazione saranno dettagliatamente indicati tutti i passi seguiti nel calcolo e nella verifica sia delle travi principali che della lamiera grecata scelta per la realizzazione del solaio. Inoltre, saranno illustrate alcune verifiche di singoli elementi di dettaglio quali l'armatura trasversale della soletta ed il dimensionamento del sistema di connessione acciaio-calcestruzzo di cui la struttura medesima si compone.

Le dimensioni massime degli elementi strutturali, interamente realizzati in officina, sono contenute e non presentano problemi di trasporto.

## 1.2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Per il calcolo del solaio in acciaio ed in particolare delle travi principali su cui sarà inserita la lamiera grecata, nonché le verifiche della lamiera medesima si è fatto principale riferimento alle seguenti normative:

- 1) D.M. Infrastrutture 14/01/2008:  
“**Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**”.
- 2) D.M. 9 gennaio 1996:  
“**Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in c.a. normale, precompresso e per le strutture metalliche**”.
- 3) D.M. 16 gennaio 1996  
“**Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”**”.
- 4) O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i.  
“**Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica**”.

Le normative suddette sono contenute nel Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, nel Supplemento Ordinario alla *Gazzetta Ufficiale* n. 29 del 5 febbraio 1996 - serie generale e nel supplemento ordinario alla *Gazzetta Ufficiale* n. 217 del 16 settembre 1996.

Oltre alle normative suddette, si è tenuto debitamente conto dove necessario ed espressamente richiamato nella normativa italiana in vigore anche delle seguenti :

- 1) **UNI EN 1993-1-3** (Eurocodice 3): “Progettazione delle strutture in acciaio”, *Regole generali- Regole Supplementari per l’impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo* ».
- 2) **UNI EN 1994-1-1** (Eurocodice 4): “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”: *Regole generali- Regole Supplementari per l’impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo*
- 3) **CNR-UN 10011 giugno 1988**: «Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione».
- 4) **CNR-UNI 10012/85**: «Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni».
- 5) **CNR-UNI 10024/86**: «Analisi di strutture mediante elaboratore, impostazione e redazione delle relazioni di calcolo».
- 6) **UNI EN 10025**: «Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali».
- 7) **UNI EN 10210-1**: «Profilati cavi finiti a caldo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali»
- 8) **UNI EN 10147-1993**: «Lamiere e nastri di acciaio per impieghi strutturali, zincati per immersione a caldo in continuo».

9) **UNI CNR 10022:** «*Profilati di acciaio formati a freddo per impieghi strutturali*».

### 1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

I materiali da impiegarsi nella realizzazione del solaio intermedio con struttura in acciaio dovranno rispettare le seguenti caratteristiche chimico-fisiche in termini di resistenza caratteristica:

#### ➤ *Calcestruzzo*

In fase progettuale, si adotta un calcestruzzo con classe di resistenza pari a C25/30 (punto 4.1 del D.M. 14/01/2008), con resistenza caratteristica cubica a compressione pari a  $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ , e resistenza caratteristica cilindrica a compressione pari a  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Si assume un modulo di Young istantaneo, tangente all'origine del diagramma  $\sigma - \varepsilon$ , deducibile dalla relazione:  $E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} = 312200 \text{ kg/cm}^2$ .

Il coefficiente di Poisson lo si pone pari a  $\nu = 0,2$  mentre quello di dilatazione termica è  $10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$ ; il peso del conglomerato è da assumersi pari a  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

La resistenza di calcolo del calcestruzzo a compressione semplice è calcolata come (punto 4.1.2.1.1 del citato D.M.):

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 141.6 \text{ kg/cm}^2;$$

essendo  $\gamma_c$  un coefficiente di sicurezza che limita la probabilità che tale valore di resistenza non venga raggiunto (frattile), e che assume il valore di 1,5 per gli stati limite ultimi.

Per il calcestruzzo si adotta un diagramma convenzionalmente parabola – rettangolo, la cui ordinata massima è pari a  $f_{cd}$  ed a cui corrisponde una deformazione al limite elastico pari a  $\varepsilon_{c2} = 0.002$  ed una deformazione ultima alla rottura pari a  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ .

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale) in mancanza di diretta sperimentazione può essere assunto pari a:

$$f_{cm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 11.90 \text{ kg/cm}^2$$

ed il cui valore caratteristico si assume pari a:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{cm} = 8.33 \text{ kg/cm}^2.$$

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione in mancanza di diretta sperimentazione può essere assunto pari al 20% in più di quello a trazione semplice, ed il suo valore caratteristico si

assume pari a :

$$f_{ctk} = 1.3 \cdot f_{ctm} = 18.56 \text{ kg / cm}^2 .$$

Sulla base di questi valori caratteristici, la resistenza di calcolo a trazione risulterà pari a:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{18.56}{1.5} = 12.37 \text{ kg / cm}^2 ;$$

➤ **Acciaio per armature**

Per l'acciaio si è usato il tipo *FeB 44K* ad aderenza migliorata, con valore della tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 4300 \text{ kg / cm}^2$  ed il cui modulo elastico si assume pari a  $E_f = 2100000 \text{ kg / cm}^2$  .

Le resistenze di calcolo sono ottenute come rapporto tra le resistenze caratteristiche e opportuni coefficienti di sicurezza, variabili in relazione allo stato limite considerato.

Nel caso specifico, per gli stati limite ultimi, risulta:

$$f_{yld} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4300}{1.15} = 3739.1 \text{ kg / cm}^2$$

avendo assunto un coefficiente di sicurezza pari a  $\gamma_s = 1.15$  .

➤ **Acciaio strutturale**

Per l'acciaio (punto 11.3.4.1 del D.M. 14/01/2008) delle travi principali è stato utilizzato il tipo *S355* ovvero *Fe510* conforme alla norma della serie UNI EN 10025 (per i laminati) che presenta una tensione caratteristica a rottura pari a

$$f_{uk} = 510 \text{ N/mm}^2 (5100 \text{ kg / cm}^2)$$

ed una tensione caratteristica allo snervamento pari a

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 (3550 \text{ kg / cm}^2)$$

Il modulo elastico è pari a  $E_f = 2100000 \text{ kg / cm}^2$  , il coefficiente di Poisson si adotta pari a  $\nu = 0.3$

ed il modulo di elasticità trasversale pari a  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ kg / cm}^2$  .

Il coefficiente di espansione termica lineare pari a  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  e la densità pari a  $\rho = 7850 \text{ kg / m}^3$  .

Nelle verifiche di sicurezza si adotterà un coefficiente parziale di sicurezza sul materiale pari a  $\gamma_{M0} = 1.05$  (punto 4.2.4.1 del D.M. 14/01/2008).

➤ **Acciaio costituente la lamiera grecata**

Si prevede l'impiego dell'acciaio del tipo  $Fe E 280G$  definito dalla norma UNI EN 10147 ed equivalente per le prestazioni meccaniche al tipo  $Fe 510$  prescritto dalle norme UNI CNR 10022, il cui valore della tensione caratteristica allo snervamento si assume pari a  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 (3550 \text{ kg/cm}^2)$ .

➤ ***Acciaio dei connettori***

Si prevede l'utilizzo di connettori a piolo muniti di testa in acciaio zincato con una tensione caratteristica a rottura pari a  $f_{uk} = 450 \text{ N/mm}^2 (4500 \text{ kg/cm}^2)$  ed una tensione caratteristica allo snervamento pari a  $f_{yk} = 350 \text{ N/mm}^2 (3500 \text{ kg/cm}^2)$ .

Per tutti gli elementi strutturali in acciaio è prevista un'adeguata protezione contro la corrosione, che consiste in una zincatura a caldo secondo UNI EN ISO 1461.

#### **1.4 METODOLOGIA DI ANALISI E VERIFICA STRUTTURALE**

L'analisi strutturale viene condotta secondo la metodologia di calcolo semiprobabilistica agli Stati Limite, con individuazione dei carichi caratteristici permanenti e variabili con una probabilità di superamento al più del 5%. (punto 2.2 del D.M. 14/01/2008). Infatti, sulla base del citato D.M. la sicurezza e le prestazioni dell'opera in progettazione dovrà essere valutata in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la sua vita nominale. In particolare, la struttura dovrà possedere i seguenti requisiti:

*sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):* capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

*sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):* capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

La struttura oggetto di calcolo non è interessata da carichi di tipo eccezionale.

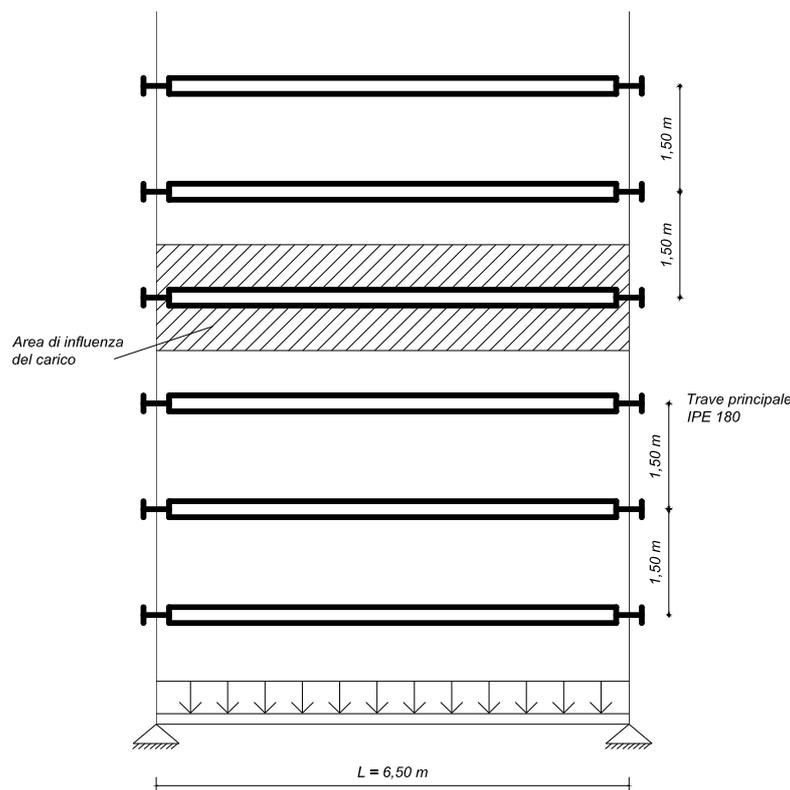
Al fine di garantire la sicurezza della struttura nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio, ciascun elemento strutturale sarà verificato:

per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza delle diverse combinazioni delle azioni definite in fase progettuale;

per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Per la valutazione della sicurezza della struttura è stato adottato il criterio semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego di alcuni coefficienti parziali di sicurezza. Seguendo tale metodo, la sicurezza strutturale dovrà essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali impiegati e le azioni agenti sono rappresentate dai loro valori caratteristici definiti rispettivamente come il frattile inferiore delle resistenze ed il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. Tali frattili sono stati assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dall'equazione formale  $R_d \geq E_d$ , dove  $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate, mentre  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.



**Rappresentazione schematica del modello strutturale di calcolo delle travi principali**

I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$  associati rispettivamente al materiale i-esimo ed all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative al-

le tolleranze geometriche ed alla affidabilità del modello di calcolo.

Sulla base delle disposizioni contenute al punto 2.4 del D.M. 14/01/2008, il calcolo della struttura in esame è stato eseguito con riferimento ad una vita nominale  $V_N$  dell'opera che è stata posta maggiore di 50 anni; ove per vita nominale si intende il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è stata destinata.

Nella figura precedente viene riportata una rappresentazione schematica del solaio con l'indicazione delle travi principali e dell'interasse tra di loro, nonché dell'area di influenza del carico in base alla quale sono state impostate le verifiche degli elementi strutturali.

## 1.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, le singole azioni agenti sulla struttura classificate in base al modo di esplicarsi, in base alla risposta strutturale esibita, ed in base alla variazione della loro intensità nel tempo, vengono combinate secondo la formula seguente valida come combinazione fondamentale impiegata per gli Stati Limite Ultimi:

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{i=3}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Nella espressione precedente:

- $E_d$ : azione di progetto;
- $G_k$ : carichi permanenti al loro valore caratteristico o l'effetto causato da essi (forze o momenti);
- $Q_{ki}$ : carichi variabili al loro valore caratteristico o l'effetto causato da essi (forze o momenti);
- $\gamma_{Gi}$ : i-esimo coefficiente parziale di sicurezza che sia per i carichi permanenti che per quelli permanenti non strutturali si assume pari a 1,3 (1,0 se il suo contributo è a favore della sicurezza);
- $\gamma_{Qi}$ : i-esimo coefficiente parziale di sicurezza dei carichi variabili che si assume pari a 1,5 (0 se il suo contributo è a favore della sicurezza);
- $\psi_{0i}$ : i-esimo coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili agiscano contemporaneamente; esso si assume pari a 0,60 per i carichi da vento e per le variazioni termiche, mentre si assume pari a 0,50 per i carichi da

neve.

Per la verifica agli stati limite di esercizio, sono state adottate differenti combinazioni caratteristiche: rara, frequente e quasi permanente. In particolare esse sono date come:

Combinazione caratteristica rara:

$$E_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione caratteristica frequente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$E_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \sum_{i=3}^n (\psi_{1i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione caratteristica quasi permanente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$E_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \sum_{i=3}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I coefficienti di combinazione (tab. 2.5.1 del D.M. 14/01/2008) sono assunti pari a:  $\psi_{1i} = 0.2$  per i carichi da vento e da neve e  $\psi_{1i} = 0.5$  per i carichi dovuti alle variazioni termiche; mentre  $\psi_{2i} = 0$  per i carichi da vento, da neve e variazioni termiche.

Nel caso specifico della struttura in esame, le uniche azioni che sono state combinate agli stati limite sono i carichi permanenti ed i carichi variabili, dal momento che il solaio non risulta essere interessato dalle azioni derivanti dai carichi dovuti alla neve ed al vento. Inoltre, le azioni sismiche orizzontali non sono state tenute in conto, dal momento che esse saranno da computare in modo dettagliato e specifico nella verifica sismica dell'edificio nella sua globalità.

## 2. ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi agenti sulla trave principale e sul solaio in generale sarà svolta con riferimento sia alla fase di costruzione del solaio nella quale la lamiera grecata non svolge alcuna funzione strutturale, che alla fase in cui dopo la maturazione del getto la soletta di calcestruzzo collabora con la lamiera grecata alla resistenza del solaio.

### 2.1 I FASE (DI COSTRUZIONE)

In questa fase, dal momento che non è prevista puntellazione del solaio, sulla trave in acciaio insiste solamente il peso del getto della soletta di calcestruzzo. Nello spirito della metodologia degli stati

limite, l'analisi dei carichi sarà effettuata pertanto suddividendo le azioni permanenti dalle azioni variabili.

Sulla base dello schema rappresentativo del solaio, riportato in figura 1 nella quale si individua l'area di influenza agente su ciascuna trave principale che nello specifico risulta essere pari all'interasse  $i = 1,50 \text{ m}$  tra le medesime travi del solaio, si ha:

➤ **Azioni permanenti  $G_k$**

Peso del cls della soletta

$$\rho_{cls} \times i \times \left(0,050 + \frac{0,055}{2}\right) = 25 \times 1,50 \times \left(0,050 + \frac{0,055}{2}\right) = 2,906 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso della lamiera grecata } \gamma_{lamiera} \times i = 0,15 \times 1,50 = 0,225 \text{ KN/m}$$

(essendo  $\gamma_{lamiera} = 0,15 \text{ KN/m}^2$ )

$$\text{Peso della trave principale (IPE 180)} \quad 0,188 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carico complessivo permanente} \quad G_k = 3,319 \text{ KN/m}$$

➤ **Azioni variabili  $Q_k$**

In generale per le travi non vi sono regole specifiche sui carichi variabili in fase di costruzione. Si è tuttavia adottato il carico indicato per le solette composte dall'Eurocodice 4 che considera un carico uniformemente distribuito di  $1,5 \text{ KN/m}^2$  applicato su un'area di  $3 \times 3 \text{ m}^2$ . Per questa ragione e per semplicità, il carico totale per le attrezzature di costruzione si assume pari a:

$$Q_k = 1,5 \times 3 \times 3 = 13,5 \text{ KN}$$

Esso viene considerato come un carico concentrato applicato in mezzera della trave in progetto.

## 2.2 II FASE (TRAVE COMPOSTA)

Dopo la maturazione del getto di calcestruzzo, la soletta è collaborante. Le verifiche allo stato limite ultimo vengono, pertanto, eseguite come se l'intero carico fosse stato applicato fin dall'inizio alla trave composta. Del resto, allo stato limite ultimo la struttura "si dimentica" la storia di carico.

➤ **Azioni permanenti  $G_k$**

Peso del calcestruzzo della soletta

$$\rho_{cls} \times i \times (0.050 + \frac{0.055}{2}) = 25 \times 1.50 \times (0.050 + \frac{0.055}{2}) = 2.906 \text{ KN/m}$$

Peso della lamiera grecata  $\gamma_{lamiera} \times i = 0.15 \times 1.50 = 0.225 \text{ KN/m}$

Peso della trave principale (IPE 180)  $0.188 \text{ KN/m}$

Peso del controsoffitto  $0.5 \times 1.50 = 0.75 \text{ KN/m}$

**Carico complessivo permanente**  $G_k = 4.069 \text{ KN/m}$

➤ **Azioni variabili  $Q_k$**

Si adotta un sovraccarico accidentale pari a  $Q_k = 3 \text{ KN/m}^2$  ( $= 300 \text{ Kg/m}^2$ ) corrispondente alla categoria B sottocategoria B2 (Uffici aperti al pubblico).

Per tale motivo si ha:

Peso dovuto al carico variabile  $3 \times 1.50 = 4.50 \text{ KN/m}$

Peso dovuto ai tramezzi interni  $1 \times 1.50 = 1.50 \text{ KN/m}$

**Carico complessivo variabile**  $Q_k = 6.0 \text{ KN/m}$

Ai fini delle verifiche allo stato limite ultimo per entrambe le fasi in progetto, si adottano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza (punto 2.6.1 del D.M. 14/01/2008)\_

- Per le azioni  $\gamma_G = 1.3$  e  $\gamma_Q = 1.5$
- Per i materiali  $\gamma_a = 1.05$  (acciaio strutturale),  $\gamma_c = 1.50$  (calcestruzzo),  $\gamma_s = 1.15$  (acciaio per armature),  $\gamma_{ap} = 1.10$  (acciaio lamiera grecata).

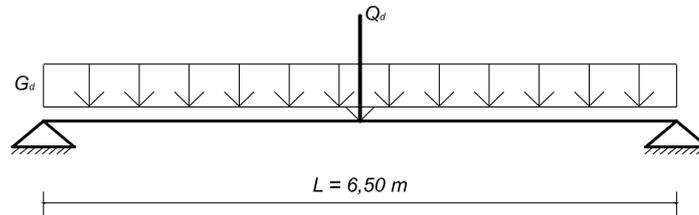
### 3. VERIFICHE IN FASE DI COSTRUZIONE

In questa fase la trave principale di acciaio non ha soletta collaborante. Si eseguono pertanto le verifiche a flessione e a taglio allo stato limite ultimo ed il controllo di deformazione allo stato limite di esercizio. Non si esegue la verifica all'instabilità flessio-torsionale (svergolamento) ipotizzando che la lamiera grecata, solidarizzata alla trave dai pioli di acciaio (connettori) sia sufficiente a controventare le travi in fase di costruzione.

Le verifiche in questa fase verranno condotte sulla base del seguente schema strutturale di trave appoggiata appoggiata di luce pari a  $L = 6,50 \text{ m}$  con un carico uniformemente distribuito

$G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1.3 \cdot 3,319 = 4.314 \text{ KN/m}$  ed un carico concentrato in mezzeria pari a

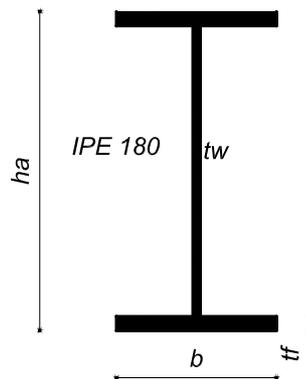
$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1.5 \cdot 13.5 = 20.25 \text{ KN}$



*Rappresentazione dello schema statico di calcolo*

### 3.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

Si adottano per le travi principali costituenti il solaio delle travi appartenenti alla tipologia dei laminati a doppio T ad ali uguali del tipo in commercio *IPE 180* riportata nella figura seguente.



*Sezione trasversale della trave principale*

In particolare ai fini delle verifiche si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche.

$h_a = 180 \text{ mm}$  è l'altezza della sezione

$b = 91 \text{ mm}$  è la larghezza della base

$t_f = 8.0 \text{ mm}$  è lo spessore delle ali

$t_w = 5.3 \text{ mm}$  è lo spessore dell'anima

$r = 9 \text{ mm}$  è il raggio del raccordo ali-anima

$h_w = h_a - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 146 \text{ mm}$  è l'altezza dell'anima al netto delle ali

$A_a = 2390 \text{ mm}^2$  è l'area della sezione trasversale

$I_Y = 1320 \times 10^4 \text{ mm}^4$  è il momento di inerzia della sezione

$W_Y = 146.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$  è il modulo di resistenza della sezione

$W_{pl,Y} = 166.4 \times 10^3 \text{ mm}^3$  è il modulo di resistenza plastico della sezione

### 3.2 CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Sulla base del punto 4.2.3.1 del D.M. 14/01/2008 ed ai fini della verifica allo stato limite ultimo della sezione è necessario classificare la sezione utilizzata in funzione della sua capacità rotazionale e sulla base delle curvature corrispondenti al raggiungimento della deformazione ultima e dello snervamento.

Il coefficiente  $\varepsilon$  di riferimento è pari a:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Noto  $\varepsilon$  si dovrà verificare il soddisfacimento di due differenti disequazioni per le ali ipotizzate in compressione e per l'anima ipotizzata soggetta a flessione. Pertanto,

ali in compressione  $\frac{c}{t_f} = \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{b}{2}\right) = 5.68 < 9\varepsilon (=7.29)$  la sezione è di classe 1

anima (flessione)  $\frac{h_w}{t_w} = \frac{146.0}{5.3} = 27.54 < 72\varepsilon (=58.32)$  la sezione è di classe 1

La sezione è di classe 1 (è una sezione compatta).

### 3.3 VERIFICA A FLESSIONE

Sulla base dello schema di trave appoggiata appoggiata di luce complessiva  $L = 6,50 \text{ m}$ , con un carico uniformemente distribuito  $G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1.3 \cdot 3,319 = 4.314 \text{ KN/m}$  ed un carico concentrato in mezzeria pari a  $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1.5 \cdot 13.5 = 20.25 \text{ KN}$ , il valore massimo del momento flettente si ha nella sezione di mezzeria e vale:

$$M_{sd} = G_d \cdot \frac{L^2}{8} + Q_d \cdot \frac{L}{4} = 55.68 \text{ KN} \times \text{m}$$

Il momento plastico resistente di calcolo della sezione è pari a:

$$M_{Pl,a,Rd} = W_{Pl,Y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 166.4 \times 10^3 \cdot \frac{355}{1.05} = 56.25 \text{ KN} \times m$$

Dal momento che  $M_{Pl,a,Rd} > M_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

Si riporta di seguito anche la verifica di una seconda situazione di carico corrispondente alla disposizione di travi *IPE 180* lungo la luce di  $3.50 \text{ m}$ , disposte ad un interasse  $3.50 \text{ m}$ .

Queste verifiche sempre nell'ipotesi di schema strutturale di trave appoggiata appoggiata, saranno condotte con riferimento ad un carico permanente di calcolo pari a  $G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1.3 \cdot 6.45 = 9.75 \text{ KN/m}$  ed un carico concentrato in mezzzeria pari a  $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1.5 \cdot 13.5 = 20.25 \text{ KN}$ .

In queste condizioni, il valore massimo del momento flettente si ha sempre nella sezione di mezzzeria e vale:

$$M_{sd} = G_d \cdot \frac{L^2}{8} + Q_d \cdot \frac{L}{4} = 32.63 \text{ KN} \times m$$

Dal momento che  $M_{Pl,a,Rd} > M_{sd}$  la verifica per questa trave è soddisfatta.

### 3.4 VERIFICA A TAGLIO

Sulla base dello schema strutturale di progetto, il valore massimo del taglio si ottiene in corrispondenza della sezione di appoggio ed assume il seguente valore:

$$V_{sd} = G_d \cdot \frac{L}{2} + \frac{Q_d}{2} = 24.145 \text{ KN}$$

Il taglio plastico resistente di calcolo della sezione è pari a:

$$V_{Pl,a,Rd} = A_v \cdot \left( \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_a = 842.4 \cdot \left( \frac{355 \times 10^{-3}}{1.05 \cdot \sqrt{3}} \right) = 164.39 \text{ KN}$$

nella quale  $A_v = [A_a - 2 \cdot h_w \cdot t_w] = 842.4 \text{ mm}^2$  è l'area di taglio della sezione della trave.

Dal momento che  $V_{Pl,a,Rd} > V_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, dal momento che  $V_{sd} < 0.5 \cdot V_{Pl,a,Rd}$ , non è necessaria nessuna riduzione del momento resistente. In questo modo è possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della trave.

Anche in questo caso, facendo riferimento alla trave *IPE 180* sulla luce di  $L=3.50 \text{ m}$ , si ha

$$V_{sd} = G_d \cdot \frac{L}{2} + \frac{Q_d}{2} = 27.18 \text{ KN}$$

e dal momento che  $V_{Pl,a,Rd} > V_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Per questa verifica il carico variabile  $Q_k$  dovuto ai mezzi d'opera non è considerato nel calcolo della freccia. In queste condizioni, la freccia dovuta ai soli carichi permanenti  $G_k$  con il loro valore caratteristico è pari a :

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{G_k \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{3.319 \cdot 6000^4}{210000 \cdot 1317 \times 10^4} = 27.89 \text{ mm} \square \frac{L}{250}$$

Pertanto, anche questa verifica è soddisfatta.

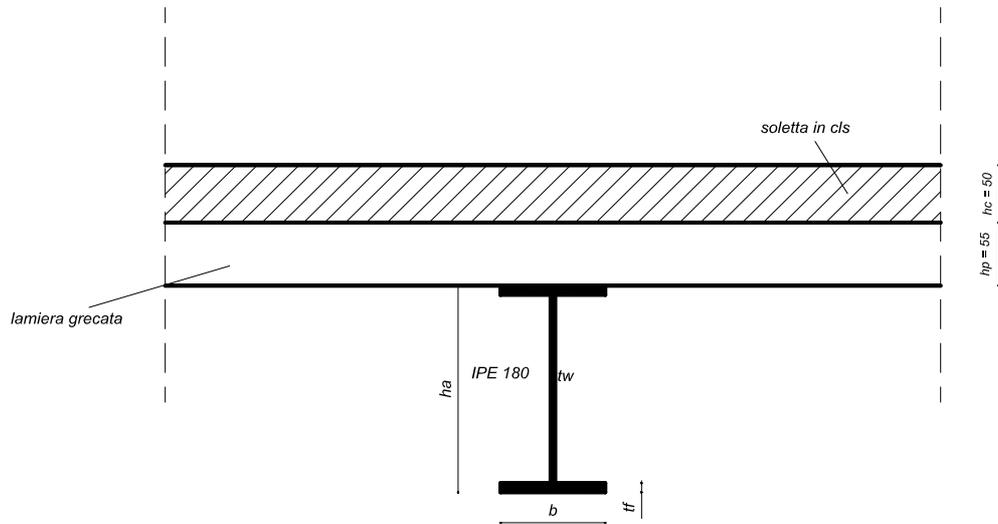
In officina, tuttavia, al fine di ridurre ulteriormente le deformazioni, si dovrà prevedere una pre-monta iniziale della trave pari a  $\delta_0 = 18 \text{ mm}$ . In questo modo la massima freccia risulterà pari a  $\delta_{\max} = 27.89 - 18 = 9.90 \text{ mm}$ .

Per quanto concerne la trave sulla luce di 3.50 m, essendo il carico permanente  $G_k = 6.45 \text{ KN/m}$ , la freccia in mezzera vale:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{G_k \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{7.50 \cdot 3500^4}{210000 \cdot 1317 \times 10^4} = 5.29 \text{ mm} \square \frac{L}{700}$$

### 4. VERIFICHE IN FASE DI SOLETTA COLLABORANTE

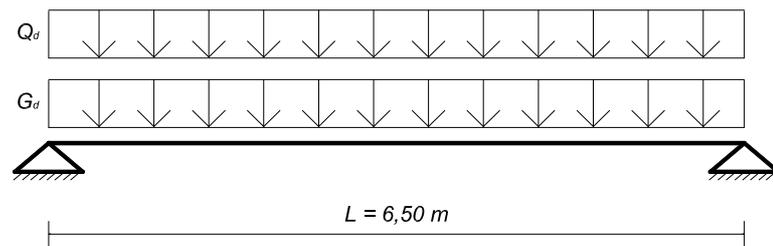
In questa fase il pacchetto costituente il solaio di acciaio costituito dalla trave principale, dalla lamiera grecata e dalla soletta in calcestruzzo si presenta come una unica struttura composta acciaio-calcestruzzo e pertanto sarà analizzata e verificata sulla base delle prescrizioni normative riportate al punto 4.3 del D.M. 14/01/2008. In figura si riporta la sezione trasversale della trave composta.



**Sezione trasversale della trave composta acciaio-calcestruzzo**

In particolare, con riferimento alle verifiche allo stato limite ultimo, sulla base della classe di appartenenza della sezione saranno svolte le verifiche a flessione, a taglio e a taglio-flessione.

Le verifiche in questa fase verranno condotte sulla base del seguente schema strutturale di trave appoggiata appoggiata di luce pari a  $L = 6,50\text{ m}$  con un carico uniformemente distribuito  $G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1.3 \cdot 4,069 = 5.289\text{ KN/m}$  dovuto ai carichi permanenti ed uno di intensità pari a  $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1.5 \cdot 6,0 = 9,0\text{ KN/m}$  dovuto ai carichi variabili.



**Schema statico di calcolo**

Come visto nella sezione precedente la sezione in acciaio IPE 180 appartiene alla classe 1.

Inoltre, come riportato al punto 4.3.2.3 del citato D.M. si assume una larghezza efficace della sezione pari a:

$$b_{eff} = \sum b_e = 2 \cdot \frac{6000}{8} = 1500\text{ mm}$$

Tale larghezza efficace risulta essere pari all'interasse con il quale sono disposte le travi principali.

#### 4.1 VERIFICA A FLESSIONE

Sulla base dello schema strutturale adottato in progetto, il valore massimo del momento flettente si ha nella sezione di mezzera e vale:

$$M_{sd} = (G_d + Q_d) \cdot \frac{L^2}{8} = (1.30 \cdot 4.069 + 1.5 \cdot 6.0) \frac{6.5^2}{8} = 75.46 \text{ KN} \times m$$

La resistenza a compressione della soletta di calcestruzzo è pari a:

$$R_c = b_{eff} \cdot h_c \cdot \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 1500 \cdot 50 \cdot 0.85 \cdot \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 1062 \text{ KN}$$

La resistenza a trazione della trave in acciaio è pari a:

$$R_a = A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 2390 \cdot \frac{355 \times 10^{-3}}{1.05} = 808.0 \text{ KN}$$

Dal momento che  $R_a < R_c$  l'asse neutro taglia la soletta. Per tale motivo la resistenza a flessione è governata dall'acciaio. Imponendo l'equilibrio alla traslazione, si individua la posizione dell'asse neutro, ovvero l'altezza del calcestruzzo compresso che è pari a:

$$x = \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c = 38.04 \text{ mm}$$

Nota la posizione dell'asse neutro, il momento plastico resistente di calcolo della sezione è pari a:

$$M_{pl,a,Rd} = R_a \cdot \left( \frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) = 808 \cdot \left( 90 + 55 + 50 - \frac{38.04}{2} \right) \times 10^{-3} = 142.09 \text{ KN} \times m$$

Dal momento che  $M_{pl,a,Rd} > M_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

#### 4.2 VERIFICA A TAGLIO

Sulla base dello schema strutturale di progetto, il valore massimo del taglio si ottiene in corrispondenza della sezione di appoggio ed assume il seguente valore:

$$V_{sd} = (G_d + Q_d) \cdot \frac{L}{2} = 46.44 \text{ KN}$$

Il taglio plastico resistente di calcolo è pari a :

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \cdot \left( \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_a = 842.4 \cdot \left( \frac{355 \times 10^{-3}}{1.05 \cdot \sqrt{3}} \right) = 164.39 \text{ KN}$$

Dal momento che  $V_{Pl,a.Rd} > V_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo  $h_w/t_w = 27.54 < 72\varepsilon$  non è necessario fare la verifica alla instabilità a taglio dell'anima della trave.

Analogamente al caso relativo alla I fase, dal momento che  $V_{sd} < 0.5 \cdot V_{Pl,a.Rd}$ , è possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della trave.

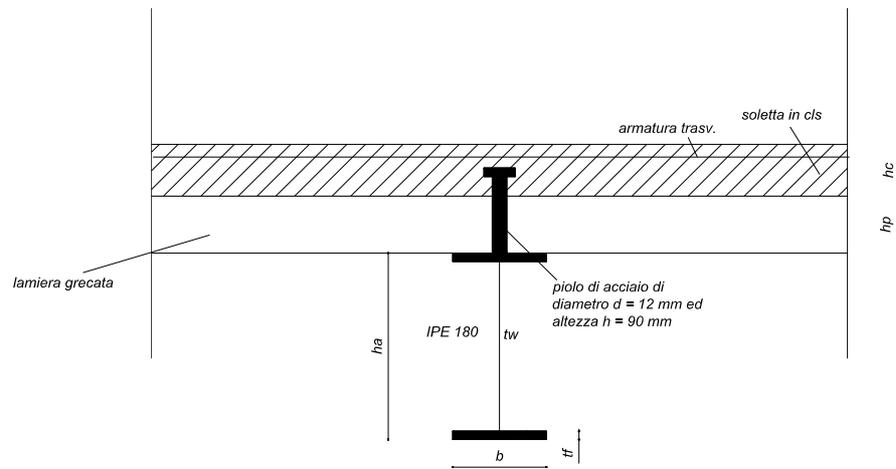
## 5. VERIFICA DEL SISTEMA DI CONNESSIONE

Nel caso delle strutture composte, si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ad armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra la soletta e la trave di acciaio, trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

In progetto saranno utilizzati dei connettori cosiddetti “duttili”, ovvero caratterizzati da una capacità deformativa sufficiente per consentire una distribuzione uniforme delle forze di scorrimento tra soletta e trave allo stato limite ultimo.

Dal momento che la sezione utilizzata è di classe 1, è possibile utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza solo se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza. Nel seguito verranno illustrati i due tipi di connessioni e sarà scelto uno di essi. Le verifiche di resistenza rispettano le prescrizioni normative riportate al punto 4.3.4.3.1 del D.M. 14/01/2008.



*Sezione trasversale del solaio con piolo*

## 5.1 RESISTENZA DI PROGETTO DEL CONNETTORE

Al fine di realizzare la connessione tra la lamiera grecata e la trave principale in acciaio, saranno utilizzati dei connettori a piolo muniti di testa in acciaio zincato del diametro di  $d = 12 \text{ mm}$  e di altezza pari a  $h_{sc} = 90 \text{ mm}$ .

Essendo  $h_{sc}/d = 7.5 > 4$  (punto 4.3.4.3.1.2 del citato D.M.) si adatterà nel calcolo della resistenza della connessione a piolo un coefficiente  $\alpha = 1$ .

In tali condizioni, la resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, posto nella soletta di calcestruzzo piena, è data dal valore minore tra la resistenza a taglio del gambo del piolo data da:

$$P_{Rd,1} = \frac{0.8 \cdot f_{tu}}{\gamma_v} \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = \frac{0.8 \cdot 450 \times 10^{-3}}{1.25} \cdot \left( \frac{\pi \cdot 12^2}{4} \right) = 32.55 \text{ KN}$$

e la resistenza a rifollamento del calcestruzzo data da:

$$P_{Rd,2} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 (f_{ck} \cdot E_c)^{0.5}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 18^2 \times 10^{-3}}{1.25} \cdot (25 \cdot 17200)^{0.5} = 49.20 \text{ KN}$$

essendo  $\gamma_v = 1.25$  il coefficiente parziale di sicurezza della connessione,  $f_{tu} = 450 \text{ N/mm}^2$  è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo,  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  la resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo della soletta.

Pertanto si assume come resistenza di calcolo a taglio del gambo del piolo il valore pari a

$$P_{Rd} = P_{Rd,1} = 32.55 \text{ KN}.$$

Dal momento che le greche della lamiera grecata sono disposte trasversalmente al profilo di ac-

ciaio sottostante, la resistenza di calcolo del connettore dovrà essere ridotta mediante l'introduzione di un fattore riduttivo  $k_r$ , il cui valore dipende dal numero di connettori posti per ciascuna nervatura.

Se si posasse un connettore per nervatura ( $N_r = 1$ ), si ha:

$$k_r = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot b_0 \cdot \frac{(h_{sc} - h_p)}{h_p^2} = 0.607$$

e la resistenza di calcolo del connettore sarà pari a  $P_{Rd} = k_r \cdot 32.55 = 19.53 \text{ KN}$

Invece, se si posano due connettori per nervatura ( $N_r = 2$ ), si ha:

$$k_r = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot b_0 \cdot \frac{(h_{sc} - h_p)}{h_p^2} = 0.4295$$

e la resistenza di calcolo del connettore è pari a  $P_{Rd} = k_r \cdot 32.55 = 13.98 \text{ KN}$

## 5.2 CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO DI RESISTENZA

Si calcola il numero di connettori necessari nel caso in cui il momento sollecitante sia uguale al momento resistente della sezione.

La forza di scorrimento (taglio longitudinale) che sollecita i connettori presenti nel tratto di trave compreso tra le sezioni di momento massimo e quella di momento nullo, cioè in metà trave vale:

$$V_l = R_a = 808.0 \text{ KN}$$

Prevedendo un singolo piolo per nervatura ( $b_d = 150 \text{ mm}$ ), il numero totale (sull'intera luce) di pioli è pari a:

$$N = \frac{L}{b_d} = \frac{6500}{150} = 43.3$$

Posando un piolo per nervatura, sono necessari sull'intera luce:

$$N_f = \frac{2 \cdot V_l}{P_{Rd}} = \frac{2 \cdot 808}{19.53} = 83 \text{ pioli (contro le 40 nervature disponibili).}$$

Viceversa, posando due pioli per nervatura, sono necessari sull'intera luce:

$$N_f = \frac{2 \cdot V_l}{P_{Rd}} = \frac{2 \cdot 808}{13.98} = 116 \text{ pioli.}$$

Per la connessione a completo ripristino sarebbe quindi necessario posare almeno due pioli per nervatura nelle 40 nervature totali e disponibili.

Del resto, i momenti resistenti plastici della sezione composta e della sezione solo di acciaio sono dati rispettivamente dalle seguenti quantità:

$$M_{pl,Rd} = 142.09 \text{ KN} \times m \quad (\text{sezione composta})$$

$$M_{pl,a,Rd} = 56.25 \text{ KN} \times m \quad (\text{sezione solo acciaio})$$

Essendo  $M_{pl,Rd} < 2.5 \cdot M_{pl,a,Rd}$ , i pioli possono essere distanziati uniformemente.

In tali condizioni, si può assumere un interasse tra i pioli pari a  $s = b_d = 150 \text{ mm}$ , verificando che tale intersasse sia inferiore a  $5 \times d = 5 \times 12 = 60 \text{ mm}$ . Cosa verificata essendo  $s > 5 \times d$ .

### 5.3 CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO DI RESISTENZA

Dimensionando i pioli secondo questo schema, si considera a favore di stabilità, che il momento resistente della sezione aumenti linearmente con il numero  $N$  dei connettori (cioè con la resistenza a taglio della connessione), dal valore del momento plastico del solo acciaio  $M_{pl,a,Rd}$  in assenza di connessione, al valore del momento plastico della sezione composta con connessione a completo ripristino di resistenza  $M_{pl,Rd}$ .

Sulla base di queste considerazioni, la connessione può dunque essere progettata in base al seguente valore del taglio longitudinale:

$$V_l = \frac{(M_{sd} - M_{pl,a,Rd})}{(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd})} \cdot R_a = \frac{(75.46 - 56.25)}{(142.09 - 56.25)} \times 808 = 180 \text{ KN}$$

Si possono pertanto posare pioli singoli per nervatura in numero complessivo di:

$$N > \frac{2 \times 180}{19.53} = 18 \text{ pioli singoli}$$

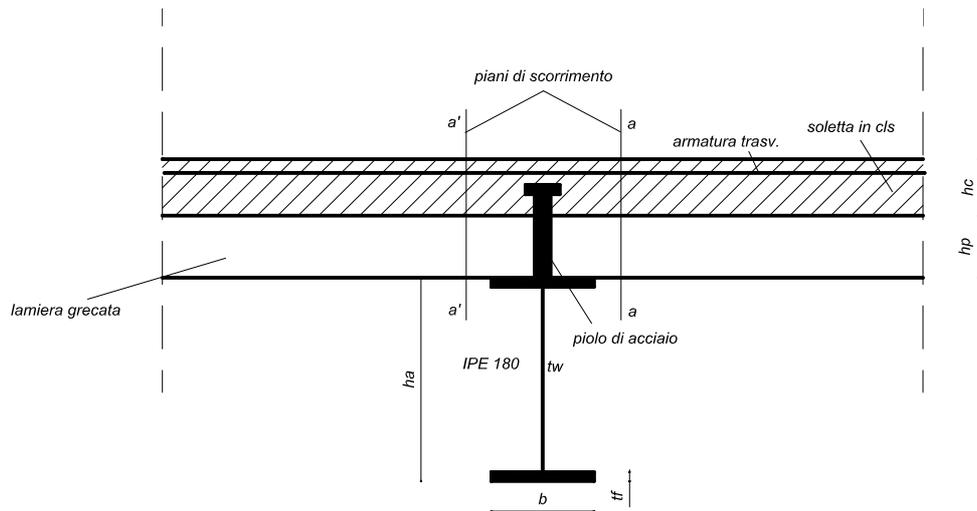
Si poserà un connettore ogni due nervature lungo tutta la luce della trave per un totale di 20 pioli, essendo la distanza tra ciascuna nervatura pari a  $15 \text{ cm}$ .

## 6. ARMATURA TRASVERSALE

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale nelle sezioni critiche della soletta di calcestruzzo. L'armatura deve essere pertanto dimensionata in modo da assorbire le tensioni di scorrimento agen-

ti sulle superfici critiche di potenziale rottura rappresentate schematicamente nella figura seguente

La normativa al punto 4.3.4.3.5 del citato D.M. prescrive che tale area di armatura trasversale della soletta piena non sia inferiore allo 0.002 volte dell'area di calcestruzzo della soletta piena posta sopra la lamiera grecata e che essa sia distribuita uniformemente.



*Sezione trasversale del solaio per il calcolo dell'armatura trasversale*

## 6.1 PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE

Adottando tale valore minimo, l'armatura dovrà essere di sezione  $A_s \geq 0.002 \cdot 50 \cdot 1000 = 100 \text{ mm}^2 / \text{m}$ . Essa potrà essere definita utilizzando una maglia quadrata di lato 250 mm con dei ferri  $\phi 8$ : infatti  $\phi 8 / 250$  presenta una area pari a  $A_s = 201 \text{ mm}^2 / \text{m}$ .

Questa armatura dovrà essere sufficiente a verificare la resistenza allo scorrimento lungo i piani  $a-a$  ed  $a'-a'$ .

Ciascun piolo trasferisce una forza di taglio pari alla sua resistenza  $P_{Rd} = 19.53 \text{ KN}$ . Pertanto, essendo il passo  $s = 150 \text{ mm}$ , si ha una forza di scorrimento per unità di lunghezza della soletta pari a:

$$V_{sd} = 19.53 \cdot \frac{1000}{150} = 130.2 \text{ KN} / \text{m}$$

La resistenza allo scorrimento è il valore minore tra la resistenza  $V_{Rd2}$  delle bielle convenzionali di calcestruzzo e la resistenza  $V_{Rd3}$  della sezione con armatura a taglio, date rispettivamente dalle seguenti espressioni:

$$V_{Rd2} = 0.2 \cdot A_{cv} \cdot \eta \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{V_{pd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{Rd3} = 2.5 \cdot A_{cv} \cdot \eta \cdot \tau_{Rd} + A_l \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + V_{pd}$$

L'area complessiva (area delle sezioni  $a-a$  ed  $a'-a'$ ) di calcestruzzo resistente allo scorrimento per metro di lunghezza è pari a:

$$A_{cv} = 2 \cdot 50 \cdot 1000 = 100 \times 10^3 \text{ mm}^2 / m$$

Il coefficiente  $\eta = 1.0$ , mentre lo sviluppo della lamiera grecata su un interasse di  $s = 150 \text{ mm}$  è pari a  $S_a \cong 212 \text{ mm}$ . L'area della lamiera grecata per metro di trave è pari a:

$$A_p = 212 \cdot 1 \cdot \frac{1000}{150} = 1412 \text{ mm}^2 / m$$

Il contributo dell'acciaio della lamiera grecata è pari a:

$$V_{pd} = 2 \cdot A_p \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_p} = \frac{2 \cdot 1412 \cdot 355 \times 10^{-3}}{1.10} = 706 \text{ KN} / m$$

Si ha quindi:

$$V_{Rd2} = 0.2 \cdot 100 \cdot 1.0 \cdot \frac{25}{1.5} + \frac{706}{\sqrt{3}} \cong 700 \text{ KN} / m$$

Il valore di base della resistenza a scorrimento del calcestruzzo è pari a:

$$\tau_{Rd} = 0.25 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 0.25 \cdot \frac{1.5}{1.5} = 0.25 \text{ N} / \text{mm}^2$$

L'area complessiva delle barre di armatura che attraversano la superficie di scorrimento è pari a:

$$A_l = 2 \cdot A_s = 2 \cdot 201 = 402 \text{ mm}^2 / m \text{ equivalenti a } 2 \times 5\phi 8$$

Essendo  $f_{sk} = 500 \text{ N} / \text{mm}^2$  la resistenza caratteristica a snervamento delle barre, si ha:

$$V_{Rd3} = 2.5 \cdot 100 \cdot 1.0 \cdot 0.25 + \frac{402 \cdot 500 \times 10^{-3}}{1.5} + 706 \cong 1000 \text{ KN} / m$$

Alla luce di questi valori, il taglio resistente di progetto sarà pari a:

$$V_{Rd} = V_{Rd,2} \cong 700 \text{ KN} / m > V_{Rd} > 130.2 \text{ KN} / m$$

Pertanto, la verifica è soddisfatta e l'armatura trasversale minima adottata è sufficiente.

## 7. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

La freccia in esercizio è la somma della freccia iniziale  $\delta_1$  dovuta al peso del getto gravante sulle sole travi in acciaio, della premona  $\delta_0$  e della freccia dovuta ai carichi permanenti portati ed ai carichi variabili che agiscono sulla trave composta.

Mentre la freccia iniziale della trave in acciaio non muta nel tempo, la freccia della trave composta risente della viscosità del calcestruzzo per i carichi di lunga durata, rappresentati dal carico permanente portato e da una aliquota del carico variabile da valutare a seconda della destinazione d'uso.

La freccia dovuta ai carichi di lunga durata andrebbe valutata con riferimento ad un modulo elastico del calcestruzzo  $E'_c = E_{cm}/3$ , mentre quella dovuta ai carichi di breve durata andrebbe valutata con il modulo elastico  $E_{cm}$ . Data l'incertezza dei parametri in gioco, si suole valutare forfettariamente la freccia nella fase di trave composta applicando l'intero sovraccarico con un modulo elastico del calcestruzzo pari a  $E'_c = E_{cm}/2$ .

### 7.1 VERIFICA DELLA FRECCIA DELLA TRAVE COMPOSTA

Ai fini del calcolo della freccia della trave composta, si considerano i seguenti parametri meccanici:

$$E'_c = E_{cm}/2 = 8600 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{modulo "effettivo" del calcestruzzo})$$

$$n = E_a/E'_c = 210000/8600 = 24.4 \quad \text{il coefficiente di omogeneizzazione}$$

L'asse neutro dovrebbe tagliare la sezione di acciaio, e la sua posizione sarà data dalla seguente relazione:

$$x = h_a + h_p + h_c - \frac{A_a h_a / 2 + (h_a + h_p + h_c / 2) A_c / n}{A_a + A_c / n} =$$

$$= 180 + 55 + 50 - \frac{2390 \cdot 180 / 2 + (180 + 55 + 50 / 2) \cdot (1500 \cdot 50 / 24.4)}{2390 + (1500 \cdot 50 / 24.4)} = 106 \text{ mm}$$

Dal momento che  $x > h_p + h_c (=105 \text{ mm})$  si riscontra che l'asse neutro taglia effettivamente la sezione di acciaio. In questo modo, il momento di inerzia della sezione omogeneizzata all'acciaio sarà pari a:

$$\begin{aligned}
 I_s &= I_a + I_c/n + A_a(h_a/2 + h_p + h_c - x)^2 + A_c/n(x - h_c/2)^2 = \\
 &= 1317 \times 10^4 + (1500 \cdot \frac{50^3}{12}) / 24.4 + 2390 \cdot (90 + 55 + 50 - 106)^2 + \\
 &+ (1500 \cdot 50) / 24.4 \cdot (106 - \frac{50}{2})^2 = 5290.8 \times 10^4 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

mentre  $E_a I_s = 210000 \cdot 5290.8 \times 10^4 = 11.11 \times 10^{12} \text{ N/mm}^2$ .

Sulla base di tali dati, il valore della freccia relativa alla trave composta sarà pari a:

$$\delta_1 = \frac{5 Q_k \cdot L^4}{384 E_a \cdot I_s} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(6.0 + 1.5) \cdot 6000^4}{11.11 \times 10^{12}} = 15.69 \text{ mm} \square \frac{L}{400} < \frac{L}{300}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta.

Ricordando il valore della freccia in fase di costruzione pari a  $\delta_1 = 27.89 \text{ mm}$  e della premona iniziale pari a  $\delta_0 = 18.0 \text{ mm}$ , il valore della freccia totale sarà pari a:

$$\delta_{\max} = \delta_1 - \delta_0 + \delta_2 = 9.90 + 15.69 = 25.60 \text{ mm} = \frac{L}{260} < \frac{L}{250}$$

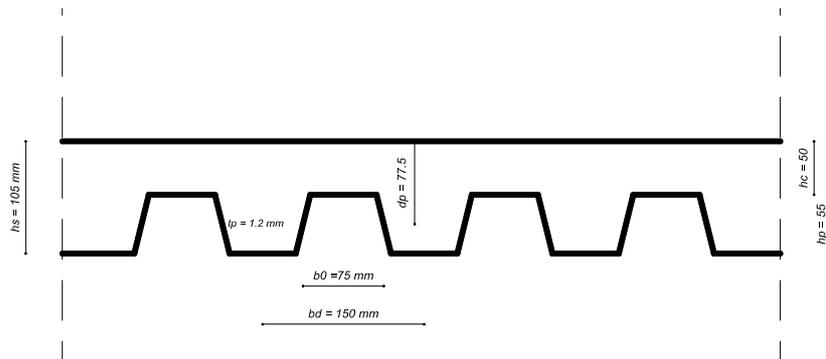
Anche questa verifica è soddisfatta.

## 8. PROGETTO DELLA LAMIERA GRECATA

In fase progettuale si è pensato di adottare per la lamiera grecata quella che in commercio è del tipo HI BOND A55/P600. Sulla base dell'analisi dei carichi agenti su di essa nella fase di costruzione ed in quella di soletta collaborante e sulla base delle sue caratteristiche statiche dedotte dalla normativa UNI EN1993 1-3, la lamiera grecata scelta si è rivelata soddisfare tutte le verifiche previste dalla normativa sia agli stati limite ultimi che agli stati limite di esercizio.

### 8.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA LAMIERA GRECATA

La geometria della lamiera grecata è di seguito riportata con riferimento al tipo scelto appartenente al tipo HI-BOND tipo A 55/P600:



*Sezione trasversale della lamiera grecata*

Nella quale:

$h_s = 105 \text{ mm}$  è lo spessore complessivo della soletta (calcestruzzo e lamiera grecata)

$h_p = 55 \text{ mm}$  è l'altezza della lamiera grecata

$h_c = 50 \text{ mm}$  è lo spessore della soletta di calcestruzzo

$b_d = 150 \text{ mm}$  è l'interasse medio tra le gole della lamiera grecata

$b_0 = 75 \text{ mm}$  è la larghezza media di una gola

$t_p = 1.2 \text{ mm}$  è lo spessore della lamiera grecata

## 8.2 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi agenti sulla lamiera grecata riproduce l'analisi già effettuata con riferimento alla verifica della trave principale con l'aggiunta di ulteriori carichi relativi alla presenza del controsoffitto, dei tramezzi e degli impianti in genere. I carichi saranno suddivisi in carichi permanenti e carichi variabili.

### ➤ Azioni permanenti $G_k$

Peso della soletta di calcestruzzo	$2.4 \text{ KN/m}^2$
Getto di completamento in calcestruzzo alleggerito	$1.4 \text{ KN/m}^2$
Peso del pavimento adottato	$0.4 \text{ KN/m}^2$
Peso dovuto agli impianti	$0.1 \text{ KN/m}^2$
Peso dovuto alla controsoffittatura	$0.06 \text{ KN/m}^2$
Peso dovuto ai tramezzi divisorii	$0.8 \text{ KN/m}^2$

**Carico compressivo permanente**

$$G_k = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ **Azioni variabili  $Q_k$**

Si adotta un sovraccarico accidentale pari a

$$Q_k = 3 \text{ KN} / \text{m}^2 (= 300 \text{ Kg} / \text{m}^2)$$

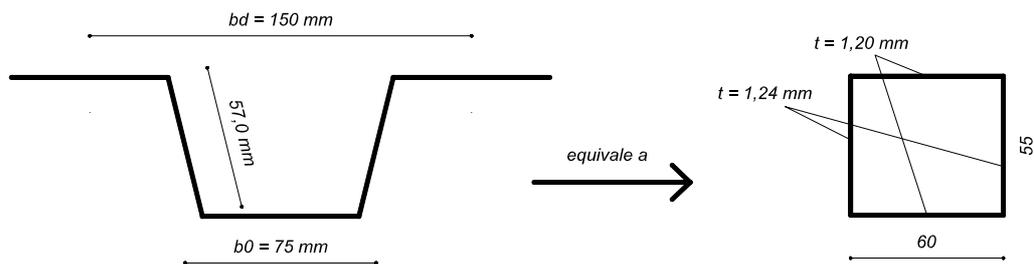
corrispondente alla categoria B sottocategoria B2 (Uffici aperti al pubblico). Per tale motivo si ha:

**Carico compressivo variabile**

$$Q_k = 3.0 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### 8.3 CARATTERISTICHE STATICHE DELLA LAMIERA

La generica nervatura di larghezza pari a  $150 \text{ mm}$  può essere assimilata ad una sezione scatolare con spessore delle anime pari a  $t = 1.20 / \sin 75^\circ = 1.24 \text{ mm}$  come riportato nella figura seguente:



Si ha dunque:

$$A_1 = 2 \cdot (60 \cdot 1.0 + 55 \cdot 1.03) = 280.4 \text{ mm}^2 \text{ area della sezione scatolare}$$

$$I_1 = 2 \cdot (60 \cdot 1.0 \cdot 27.5^2 + \frac{1}{12} \cdot 0.83 \cdot 55^3) = 143284 \text{ mm}^4 \text{ è il momento di inerzia}$$

$$W_1 = \frac{143284}{27.5} = 5210 \text{ mm}^3 \text{ è il modulo di resistenza della lamiera grecata}$$

Per metro di lamiera, si hanno le seguenti proprietà della sezione lorda della lamiera grecata:

$$A_a = A_1 \cdot \frac{1000}{150} = 1870 \text{ mm}^2$$

$$I = I_1 \cdot \frac{1000}{150} = 955227 \text{ mm}^4$$

$$W = W_1 \cdot \frac{1000}{150} = 34733 \text{ mm}^3$$

## 9. VERIFICHE DELLA LAMIERA GRECATA

La verifica della lamiera grecata è stata svolta in accordo con le indicazioni della normativa UNI EN1993-1-3 in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo. Le verifiche saranno condotte con riferimento alla fase di costruzione in cui la soletta di calcestruzzo non è collaborante ed alla fase con soletta collaborante.

Le verifiche saranno condotte nelle ipotesi restrittive che la lamiera grecata sia appoggiata su una sola campata con luce pari a  $L = 3.20 \text{ m}$ .

### 9.1 VERIFICHE IN FASE DI COSTRUZIONE

In questa fase la lamiera costituisce il cassero (non è prevista puntellazione) ed è soggetta al peso proprio, al peso del getto ed al peso dei mezzi d’opera che si assume pari a  $1.5 \text{ KN/m}^2$ . Si considera il peso proprio della lamiera grecata compreso nel peso del getto. Pertanto, il carico agente sarà (per metro di larghezza):

$$q_d = 1.3 \times 2.4 + 1.5 \times 1.5 = 5.49 \text{ KN/m}$$

Nello schema di semplice appoggio su una luce di  $L = 3.20 \text{ m}$ , i valori massimi delle sollecitazioni agenti in termini di momento flettente e taglio saranno:

$$M_{\max} = M_{sd} = q_d \cdot \frac{L^2}{8} = 7.0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{\max} = T_{sd} = q_d \cdot \frac{L}{2} = 8.79 \text{ KN}$$

La sezione in esame è di classe 4. Infatti il coefficiente di riferimento  $\varepsilon$  è dato da:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

ed essendo  $\frac{c}{t} = \frac{55}{1.2} = 45.83 > 42 \cdot \varepsilon$ .

Trattandosi di sezione di classe 4, le verifiche allo stato limite ultimo saranno condotte con riferimento alla sezione efficace (punto 4.2.4.1.1 del D.M. 14/01/2008).

Per quanto concerne la flangia compressa, si ha:

$\Psi = +1$  è il rapporto tra le tensioni di estremità della sezione

$K_\sigma = 4.0$  è il fattore di imbozzamento

$$\sigma_{cr} = K_\sigma \cdot \frac{189800}{(b/t)^2} = 4.0 \cdot \frac{189800}{(60/1.2)^2} = 304 \text{ N/mm}^2 \text{ è la tensione di instabilità critica}$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{320}{304}} = 1.025 \text{ è la snellezza adimensionale critica}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.22}{\bar{\lambda}_p^2} = 0.76 \text{ è il fattore di riduzione della sezione efficace}$$

$$b_{eff} = \rho \times \bar{b} = 0.76 \times 60 = 45.6 \text{ mm è la larghezza efficace della sezione}$$

Per quanto concerne le anime che si considereranno di spessore pari a  $1.2 \text{ mm}$  e lunghezza pari a  $57 \text{ mm}$ , i coefficienti precedenti assumono il seguente valore:

$\Psi = -1$  e  $K_\sigma = 23.9$

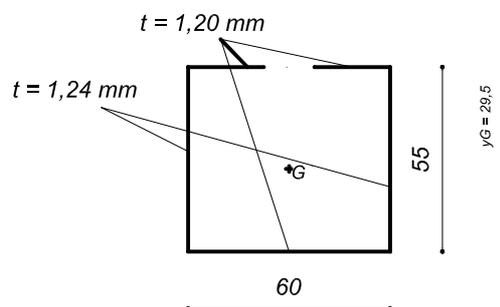
$$\sigma_{cr} = K_\sigma \cdot \frac{189800}{(b/t)^2} = 23.9 \cdot \frac{189800}{(57/1.2)^2} = 2010 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{320}{2010}} = 0.399 < 0.673 \text{ e pertanto si assume:}$$

$$\rho = 1.0$$

$$b_{eff} = \rho \times \bar{b} = 57 \text{ mm}$$

La sezione efficace è quindi assimilabile a quella della seguente figura:



S ha per ciascuna nervatura:

$$A_{i,eff} = 256 \text{ mm}^2 \text{ è l'area efficace della sezione}$$

$y_{G,\text{sup}} = 29.35 \text{ mm}$  è l'ordinata del baricentro della sezione

$I_{1,\text{eff}} = 122543 \text{ mm}^4$  è il momento di inerzia della sezione efficace

$W_{1,\text{eff}}^{\text{sup}} = 4175.2 \text{ mm}^3$  è il modulo di resistenza superiore della sezione efficace

$W_{2,\text{eff}}^{\text{inf}} = 4777.5 \text{ mm}^3$  è il modulo di resistenza inferiore della sezione efficace

### ➤ **Verifica a flessione**

Calcolando il modulo di resistenza della sezione efficace per metro di lunghezza:

$$W_{\text{eff}} = W_{1,\text{eff}}^{\text{sup}} = 4175 \times \frac{1000}{150} = 27833.3 \text{ mm}^3$$

il momento resistente assumerà pertanto il seguente valore:

$$M_{Rd} = W_{\text{eff}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 27833.3 \times \frac{320}{1.05} = 8.48 \text{ KN} \times \text{m} / \text{metro}$$

Essendo  $M_{Rd} > M_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

### ➤ **Verifica a taglio**

Il valore massimo del taglio è pari a  $V_{sd} = 8.79 \text{ KN} / \text{metro}$ . Il taglio è portato dalle anime come in un atrave a doppio T. In un metro di larghezza si hanno 13.3 anime. Le anime sono inclinate e quindi il taglio andrebbe scomposto nelle loro direzioni. In modo equivalente si può considerare la proiezione verticale delle anime.

In queste condizioni l'area di taglio sarà data da:

$$A_v = 13.3 \times 55 \times 1.20 = 878 \text{ mm}^2$$

Il taglio resistente è dato da:

$$V_{Pl,Rd} = A_v \cdot \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M0} = 154.4 \text{ KN}$$

Essendo  $V_{Pl,Rd} \square V_{sd}$  la verifica è ampiamente soddisfatta.

Si dovrebbe verificare la resistenza all'instabilità per taglio, essendo:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{57}{1.2} = 47.5 > 69 \cdot \varepsilon (= 59)$$

Tuttavia, dato l'elevato valore di  $V_{Pl,Rd}$  la verifica è del tutto superflua.

➤ **Verifica allo stato limite di esercizio**

Per il calcolo della freccia si considera la trave soggetta al peso del solo calcestruzzo. Si utilizza a questo scopo il momento di inerzia lordo della lamiera grecata pari a  $I = 955227 \text{ mm}^4$ . In queste condizioni la freccia massima vale:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2.4 \cdot 3200^4}{210000 \cdot 955227} = 16.33 \text{ mm} \quad \square \quad \frac{L}{195} < \frac{L}{180}$$

In base al punto 4.3.6.4.2 del D.M. 14/01/2008 la verifica è soddisfatta.

La freccia è anche inferiore al limite di  $20 \text{ mm}$  oltre il quale si deve tener conto del carico aggiuntivo dovuto all'accumulo di calcestruzzo.

## 9.2 VERIFICHE IN FASE DI SOLETTA COLLABORANTE

In questa fase la soletta si comporta come una trave composta nella quale la lamiera grecata rappresenta l'armatura in zona tesa. Per la verifica allo stato limite ultimo si può utilizzare lo schema statico di trave continua solo se si dispone una quantità sufficiente di armatura al negativo. Poiché la posa di tale armatura è onerosa per la difficoltà di mantenerla nella corretta posizione e poiché la sezione compressa di calcestruzzo al negativo è ridotta a causa della forma seghettata si preferisce solitamente progettare la soletta composta con lo schema di semplice appoggio.

Combinando i carichi agenti sulla soletta allo stato limite ultimo utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni, il carico agente sulla lamiera grecata sarà pari a:

$$q_{sd} = \gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_k = 1.3 \times 5.15 + 1.5 \times 3.00 = 11.45 \text{ KN/m}$$

Il momento flettente massimo sollecitante è pari a:

$$M_{sd} = \frac{1}{8} \cdot q_{sd} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 11.45 \cdot 3.20^2 = 14.65 \text{ KN} \times \text{m}$$

Il taglio massimo sollecitante è pari a:

$$T_{sd} = \frac{1}{2} \cdot q_{sd} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 11.45 \cdot 3.20 = 18.32 \text{ KN}$$

➤ **Verifica a flessione**

La resistenza a compressione della soletta di calcestruzzo per metro di larghezza della soletta è pari a:

$$R_c = b \cdot h_c \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1000 \cdot 50 \cdot 0.85 \cdot \frac{25 \cdot 10^{-3}}{1.5} = 708 \text{ KN}$$

La resistenza a trazione della lamiera di acciaio sempre per metro di larghezza della soletta è data da:

$$R_a = A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 1870 \cdot \frac{320 \cdot 10^{-3}}{1.05} = 569.9 \text{ KN}$$

essendo  $R_a < R_c$ , l'asse neutro taglia la soletta. La resistenza a flessione è pertanto governata dall'acciaio.

Imponendo una equazione di equilibrio alla traslazione si ricava la posizione dell'asse neutro:

$$x = (R_a / R_c) \cdot h_c = 40.19 \text{ mm}$$

L'altezza utile è pertanto:

$$d_p = \frac{h_a}{2} + h_c = 77.5 \text{ mm}$$

Il momento flettente resistente è pari a:

$$M_{pl,Rd} = R_a \cdot (d_p - \frac{x}{2}) = 570 \cdot (77.5 - \frac{40.19}{2}) = 32.77 \text{ KN} \times m$$

Essendo  $M_{pl,Rd} > M_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

### ➤ **Verifica a taglio**

La resistenza a taglio è affidata alla soletta di calcestruzzo. Essa è data per nervatura dalla seguente espressione:

$$V_{v,Rd} = b_0 \cdot d_p \cdot \tau_{rd} \cdot k_v \cdot (1.2 + 40\rho)$$

essendo

$$b_0 = 75 \text{ mm}, d_p = 77.5 \text{ mm}$$

$$\tau_{rd} = 0.25 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 0.25 \cdot \frac{1.8}{1.5} = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

$$k_v = 1.6 - d_p = 1.52$$

Si ha che la resistenza a taglio è pari a:

$$V_{v,Rd} = 3.18 \text{ KN}$$

e per metro di soletta si ha:

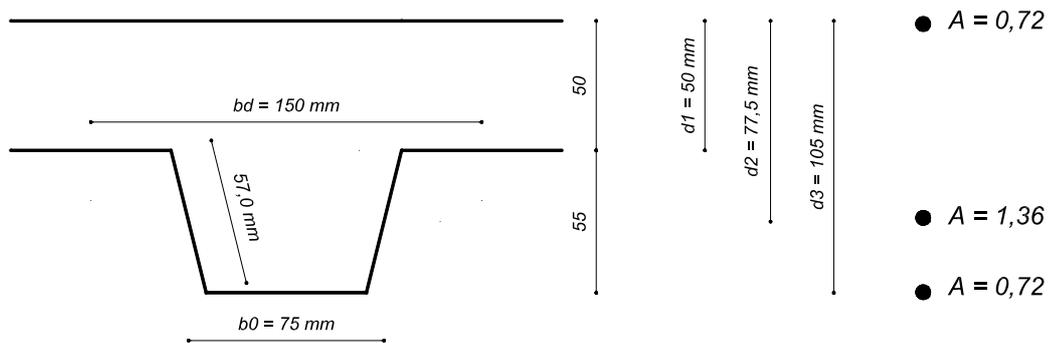
$$V_{Rd} = 3.18 \cdot \frac{1000}{150} = 21.2 \text{ KN} > V_{sd}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

➤ **Verifica allo stato limite di esercizio**

Nel calcolo della freccia non si tiene conto del peso del calcestruzzo fresco. Si considera la trave su due appoggi con un momento d'inerzia pari alla media dei valori relativi alla sezione fessurata e non fessurata e un valore medio del coefficiente di omogeneizzazione pari a  $n = 15$ .

Per il calcolo delle caratteristiche statiche della sezione di una nervatura, la lamiera grecata viene suddivisa in tre strati corrispondenti alle due ali ed all'anima, sulla base del seguente schema:



Si assume  $d_1 = 50 \text{ mm}$ ,  $d_2 = 77.5 \text{ mm}$  e  $d_3 = 105 \text{ mm}$ . L' area dell'anima si assume pari a  $A_1 = 6 \times 1.2 = 0.72 \text{ cm}^2$  mentre le aree delle ali si assumono pari a  $A_2 = 5.7 \times 1.2 \times 2 = 1.36 \text{ cm}^2$ .

Essendo il momento di inerzia della sezione fessurata pari a  $I_1 = 70.66 \text{ cm}^4$ , mentre il momento di inerzia della sezione non fessurata è pari a  $I_2 = 98.01 \text{ cm}^4$ , il momento di inerzia medio della sezione sarà pari a  $I_{medio} = I_1 + I_2 / 2 = 562 \text{ cm}^4 / \text{metro}$ .

La freccia corrispondente al carico  $q_s = 8.15 - 2.4 = 5.75 \text{ KN/m}$  è pari a:

$$\delta_2 = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E_a \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5.75 \cdot 3200^4}{210000 \cdot 5620000} = 6.65 \text{ mm} \quad \square \quad \frac{L}{500} < \frac{L}{350}$$

e la verifica è ampiamente soddisfatta.

Come si può osservare, le verifiche risultano soddisfatte, dal momento che si trovano degli indici di resistenza inferiori all'unità, sia per quanto concerne la verifica a presso-flessione che per quella dovuta al taglio.

## **10. CONCLUSIONI**

Da quanto visto in precedenza risulta che la struttura progettata è pienamente in grado di assolvere ai suoi compiti statici. E' opportuno notare che i calcoli effettuati non sono stati esclusivamente affidati all'elaboratore, nonostante si sia fatto uso di un software commerciale di riconosciuta qualità ed affidabilità (*MasterSap*), in possesso dell'Università degli Studi di Messina con regolare licenza d'uso a tempo indeterminato (numero di licenza 34710). In altre parole, si è anche proceduto a calcoli condotti manualmente, facilmente controllabili.

La normativa risulta del tutto rispettata ed, infine, la redazione della presente relazione è stata improntata a criteri di chiarezza (in maniera che possa essere agevolmente consultata e controllata); ma, d'altronde, anche gli output forniti dal computer (specialmente quelli grafici) risultano facilmente comprensibili..

Alla luce di tutto quanto detto, risulta evidente che la struttura progettata non solo è senz'altro in grado di assolvere ai suoi compiti statici, ma è anche una struttura di qualità, con buone riserve di resistenza, deformabilità contenuta onde evitare che possano essere danneggiate le opere di completamento.

***Il Progettista della struttura  
dott. ing. Silvio Lacquaniti***