
AZIENDA OSPEDALIERA UNIVERSITARIA DI CAGLIARI

Sede Legale: Via Ospedale, 54 - 09124 Cagliari



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA



**Lavori di completamento del Padiglione "Q" del
Presidio Ospedaliero di Monserrato**

PROGETTO PRELIMINARE



RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Valter Cossellu

PROGETTISTA:

Nome Cognome

CONSULENTE PROGETTAZIONE

ARCHITETTONICA:

Ing. Luca Demontis

CONSULENTE PROGETTAZIONE

STRUTTURALE:

Ing. Erica Ciapini

CONSULENTE PROGETTAZIONE

IMPIANTISTICA:

Ing. Carlo Bernardini

CONSULENTE PROGETTAZIONE

ANTINCENDIO:

Ing. Paola Murgia

A.2 Informazioni Supplementari - Strutture

Allegato alla relazione tecnica

INDICE

1. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
2.1 INTRODUZIONE	4
2.2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	4
2.2.1 Generalità.....	4
2.2.2 Fondazione.....	4
2.2.3 Implacati.....	4
2.2.4 Strutture principali orizzontali e verticali e struttura sismo – resistente.....	5
2.2.5 Assemblaggio.....	5
3. MATERIALI.....	6
3.1 CEMENTO ARMATO	6
3.1.1 Ricoprimenti delle barre metalliche e copriferri	6
3.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA	6
3.3 LEGNAME DA COSTRUZIONE.....	6
3.4 MARCHIATURA CE	7
4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	8
4.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	8
4.2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	8
4.3 COMBINAZIONE DELLE AZIONI	8
4.3.1 Stati limite ultimi (SLU)	8
4.3.2 Stati limite di esercizio (SLE)	9
4.3.3 Coefficienti parziali di sicurezza.....	9
4.4 AZIONI CARATTERISTICHE	9
4.4.1 Pesi propri dei materiali strutturali.....	9
4.4.2 Azioni d'uso	9
4.4.3 Azioni in copertura.....	10
4.4.4 Azioni dovute al vento	10
4.4.5 Sollecitazioni termiche stagionali	11
4.4.6 Solaio scale.....	11

4.4.7 Solaio passerella	11
4.4.8 Solaio di copertura.....	11
4.4.9 Azione sismica	11
4.4.9.1 Pericolosità sismica di base	11
4.4.9.2 Valutazione dell'azione sismica – spettro elastico e fattore di struttura.....	12

5. MODELLAZIONI, PROGETTI E VERIFICHE 13

5.1 MODELLAZIONI	13
5.1.1 Descrizione del modello implementato	14
5.1.2 Condizioni e combinazioni di carico	14
5.2 VERIFICA DI ELEMENTI MODELLATI.....	16
5.2.1 Stati Limite Ultimi.....	16
5.2.2 Stati Limite di Esercizio.....	17
5.2.3 Verifica del terreno e dei cedimenti.....	17
5.3 VERIFICA DI ELEMENTI NON MODELLATI	17
5.3.1 Pannelli in legno per la passerella	17
5.3.2 Analisi dei carichi e caratteristiche della sezione	17
5.3.3 Giunto sismico.....	18
5.4 CONSIDERAZIONI FINALI.....	18

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

- [1] D.M. 16 gennaio 1996: Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»
- [2] D.M. 16 gennaio 1996: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- [3] D.M. 9 gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in C.A., normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [4] D.M. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- [5] Circolare esplicativa C.S. LL. PP. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2 febbraio 2009 n°617.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

2.1 INTRODUZIONE

Con la presente si intende dare delle **indicazioni di massima** circa il progetto strutturale di una nuova struttura di collegamento (passerella bipiano), corredata da due scale di sicurezza, da porre all'esterno tra due blocchi ospedalieri esistenti.

Obiettivo della presente è pertanto quello di eseguire uno studio preliminare circa i principi ed i caratteri della struttura, con speciale riguardo alle esigenze di carattere strategico, che si vengono a rendere indispensabili per la particolare destinazione d'uso, come meglio specificato nei paragrafi che seguono.

2.2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

2.2.1 Generalità

La struttura portante sarà strutturalmente e sismicamente separata dai blocchi esistenti, come di seguito descritta.

2.2.2 Fondazione

La fondazione sarà di tipo diretto a platea. In mancanza di un'approfondita caratterizzazione geotecnica, geofisica, idrogeologica, si è fatto riferimento alla prassi costruttiva, cercando di limitare le azioni scaricate al suolo, secondo limiti ritenuti accettabili. Poiché la struttura portante è del tipo più leggero possibile, nonostante l'altezza, si ritiene sufficiente individuare un opportuno piano di imposta, per il quale il terreno avrà caratteristiche tali da non rendere necessario il ricorso a fondazioni profonde. In questa prima fase, è stato ipotizzato di portare l'estradosso della platea a 0.50 metri dal piano campagna, il che significa uno scavo di circa 0.90 (imposta della fondazione), essendo la platea prevista di 0.40 metri di spessore.

Circa le considerazioni globali della struttura, oltre alla tipologia fondale e relativa verifica, Per le fasi successive si farà riferimento alla relazione geologica-geotecnica di supporto, frutto di approfondite indagini geognostiche.

2.2.3 Implacati

La struttura è articolata su 4 livelli, ciascun interpiano distando dall'altro di circa 3.50 metri. Tali livelli corrispondono a quelli dei piani dei blocchi ospedalieri, per i quali sono previste le due scale di sicurezza in oggetto; tuttavia i piani effettivamente collegati ai blocchi saranno solo il 3° e il 4°, oltre alla quota copertura. Si avranno pertanto il 1° ed il 2° livello dotati solo dei pianerottoli di piano delle scale di emergenza; ai livelli 3° e 4° troveremo invece i piani di calpestio sia delle scale di emergenza che della passerella di collegamento tra i due blocchi esistenti. Evidentemente l'ingombro planimetrico dei livelli più alti sarà maggiore di quello dei livelli inferiori. A completamento, la copertura costituirà il 5° impalcato.

Nei blocchi scala, gli orizzontamenti saranno realizzati in acciaio, con lamiera mandorlata e presso-piegata, per quanto riguarda il calpestio delle scale di emergenza, ovvero rampe e pianerottoli, oltre alla copertura dei due blocchi scala. Non saranno pertanto presenti solai gettati in opera, infatti la rigidità nel piano (caratteristica necessaria per la ripartizione delle azioni orizzontali) verrà individuata da opportuni controventi.

Nella passerella saranno invece presenti tre impalcati, costituiti da pannelli di legno incrociati (cosiddetto X-Lam), anch'essi particolarmente leggeri, pur se maggiormente idonei ad un isolamento termo-acustico rispetto all'esterno, capaci di fornire opportuna rigidità di piano, mediante opportuno ancoraggio alla struttura portante.

2.2.4 Strutture principali orizzontali e verticali e struttura sismo – resistente

Tutti gli elementi portanti principali saranno in acciaio. A seconda della destinazione, sono stati impiegati profilati del tipo HE o IPE; i controventi sono invece tubolari incernierati.

La struttura sismo – resistente è costituita dai controventi verticali, ai quali tutti gli impalcati sono collegati. La lunga passerella (luce circa 20 metri) è interamente costituita da una doppia struttura reticolare, che si sviluppa in corrispondenza delle pareti esterne bipiano, tenuta insieme da traversi ed impalcato di piano ligneo; l'intera struttura così realizzata risulta poi scaricare il suo peso su due appoggi: da un lato si appoggia sul bordo dei due corpi scala, dall'altro si appoggia ad una coppia di pilastri a doppia altezza, di notevole sezione, opportunamente collegati e controventati.

2.2.5 Assemblaggio

In generale la struttura è funicolare dei carichi, pertanto la maggior parte delle aste sarà sottoposta a sforzi assiali; in alcuni casi, la geometria comporta che alcune aste siano cimentate anche flessionalmente. Una volta preparata la fondazione ed i pertinenti sistemi di ancoraggio alla stessa (classici tirafondi), la sovrastruttura metallica verrà preparata in due fasi. Una prima fase si svolgerà in officina, ove le aste potranno essere unite con collegamenti saldati a completa penetrazione, fino a costituire macro-elementi di dimensioni considerevoli, ancorché limitate dalle esigenze di trasportabilità, senza ricorrere a Trasporti Eccezionali. In questa stessa fase verranno anche predisposte le flange e le forature atte al successivo assemblaggio.

La seconda fase infatti consiste nel collegare tra loro i macro-elementi per mezzo di unioni bullonate, direttamente in cantiere e con l'impiego di mezzi di sollevamento. La circostanza sopra citata, cioè che la struttura è funicolare dei carichi, unita a quanto illustrato al Paragrafo 4.4.9.2 in merito al comportamento in caso di sisma, comporta la facilità realizzativa delle unioni bullonate, le quali potranno essere relativamente contenute in quanto sottoposte a moderate sollecitazioni flettenti.

La valutazione dei nodi e delle parti realizzabili in officina è vincolata a circostanze da approfondire nelle fasi successive della progettazione strutturale, e pertanto l'individuazione dei macroelementi e la tipizzazione delle unioni dovrà essere sviluppata in sede di redazione del Progetto Definitivo e del Progetto Esecutivo, in base al sottosuolo, alle esigenze impiantistiche, ai particolari di finitura ed all'esecutivo architettonico.

3. MATERIALI

3.1 CEMENTO ARMATO

- calcestruzzo per cemento armato per opere di fondazione (C25/30)
 $f_{ck} = 24.90 \text{ MPa};$
 $f_{cm} = 32.90 \text{ MPa};$
 $E = 31447 \text{ MPa}.$
- acciaio per cemento armato in barre ad aderenza migliorata (B450C)
 $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa};$
 $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa};$
 $1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35;$
- acciaio per reti e tralici elettrosaldati (B450A)
 $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa};$
 $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa};$
 $(f_t/f_y)_k \geq 1.05;$

3.1.1 Ricoprimenti delle barre metalliche e copriferri

Valutata la classe di esposizione delle strutture in oggetto in XC2, riferendosi alla Tab. C4.1.IV in [5], si ha il valore minimo per il ricoprimento delle barre metalliche di armatura $r = 25 \text{ mm}$ (in quanto la classe di resistenza $C25/30 = C_{min}$).

3.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA

- acciaio da carpenteria (laminati a caldo profili a sezione aperta e a sezione cava – S275J0)
spessori nominali $t \leq 40 \text{ mm};$
 $f_{yk} \geq 275 \text{ MPa};$
 $f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}.$
- unioni per acciaio da carpenteria
bulloni classe 8.8, dadi classe 8;
 $f_{yb} \geq 649 \text{ MPa};$
 $f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}.$
saldature secondo UNI EN ISO 4063:2001.
- per tutti i tipi di acciaio, da cemento armato e da carpenteria:
 $E = 206000 \text{ MPa}.$

3.3 LEGNAME DA COSTRUZIONE

ai sensi UNI 11035-2:2003 (produzione nazionale)	S3;
resistenza per flessione	$f_{m,k} \geq 26 \text{ MPa};$
resistenza per trazione parallela alle fibrature	$f_{t,0,k} \geq 16 \text{ MPa};$
resistenza per compressione parallela alle fibrature	$f_{c,0,k} \geq 22 \text{ MPa};$

resistenza per compressione ortogonale alle fibrature	$f_{c,90,k} \geq 2.4 \text{ MPa};$
resistenza per taglio	$f_{v,k} \geq 2.7 \text{ MPa};$
modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m} = 11400 \text{ MPa};$
modulo elastico tangenziale medio	$G_m = 710 \text{ MPa};$
massa volumica caratteristica	$\rho_k = 530 \text{ kg/m}^3.$

3.4 MARCHIATURA CE

Tutti i prodotti per uso strutturale (acciaio da cemento armato, acciaio da carpenteria, legno) devono essere a marchiatura CE, come previsto dalle normative vigenti [4] e [5].

4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Le verifiche strutturali sono condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

L'ubicazione della struttura porterebbe ad una stima dell'azione sismica di ridotta rilevanza, tuttavia considerata la destinazione d'uso essa assume comunque carattere non trascurabile, seppure se confrontata con l'azione del vento, anch'esso di entità consistente. Per quanto riguarda gli stati limite inerenti il sisma, oltre a quelli di danno e di salvaguardia della vita (SLD ed SLV), occorrerebbe valutare anche lo stato limite di operatività (SLO). Tuttavia, le verifiche per gli stati limite di esercizio sono state condotte per i carichi non sismici, in quanto in questa fase non sono stati considerati i progetti impiantistici, rispetto ai quali controllare l'operatività ed il danno. Valgono inoltre e fortemente anche le considerazioni già svolte al Paragrafo 2.2.2.

4.2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Il periodo nominale di vita della struttura è di 50 anni, in quanto l'opera ricade tra quelle ordinarie; tuttavia, la classe d'uso è la Classe IV, costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti. Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta:

$$V_R = C_U \times V_N = 2.0 \text{ (Classe IV)} \times 50 \text{ anni (} V_N) = 100 \text{ anni.}$$

4.3 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite vengono definite varie combinazioni d'uso; tuttavia in questa sede si sottolinea che per la struttura in esame gli stati limite ultimi sono quelli che governano il progetto ed il dimensionamento.

4.3.1 Stati limite ultimi (SLU)

Per gli stati limite ultimi si ottengono le azioni di progetto in base alla seguente combinazione fondamentale:

$$E_d = \sum_{i=1}^2 \gamma_{Gi} \cdot G_i + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}, \text{ nella quale:}$$

- E_d è l'effetto delle azioni di progetto, da confrontarsi con la resistenza di progetto R_d ;
- $G_{1,2}$ sono i valori caratteristici delle azioni permanenti (con G_1 pesi propri del terreno e delle strutture, e G_2 pesi propri di tutti gli elementi non strutturali);
- Q_{kj} sono i valori caratteristici delle azioni variabili (con Q_{k1} azione variabile dominante e $Q_{k2, \dots, kn}$ le n-1 azioni che possono agire contemporaneamente a Q_{k1});
- γ_{Gi} e γ_{Qj} sono i coefficienti parziali di sicurezza;
- ψ_{0j} sono i coefficienti di combinazione per valore raro.

Nella combinazione illustrata si è ommesso il termine inerente la precompressione. Nel caso delle verifiche sismiche, si utilizza invece la combinazione seguente:

$$E_d = E + \sum_{i=1}^2 G_i + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}, \text{ nella quale:}$$

- E è l'azione sismica;
- ψ_{2j} sono i coefficienti di combinazione per valore quasi permanente.

4.3.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Lo stato limite di esercizio viene controllato per la deformazione degli elementi in acciaio, ed è inerente la cosiddetta combinazione caratteristica:

$$E_d = \sum_{i=1}^2 G_i + Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}, \text{ con il significato dei simboli già illustrato.}$$

4.3.3 Coefficienti parziali di sicurezza

Per il calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento all'Approccio 2 per le verifiche agli stati limite ultimi, con i fattori parziali γ di sicurezza per le azioni, i materiali e le resistenze seguenti.

Coefficienti per le azioni (γ_F):

- $\gamma_{G1} = 1.3$ coefficiente parziale per le azioni da carichi permanenti – Tab. 2.6.I [4];
- $\gamma_{Qi} = 1.5$ coefficiente parziale per le azioni da carichi variabili – Tab. 2.6.I [4].

Coefficienti per il terreno (γ_M):

- $\gamma_\varphi = 1.0$ coefficiente parziale per la tangente dell'angolo di resistenza a taglio drenato del terreno – Tab. 6.2.II [4];
- $\gamma_{cU} = 1.0$ coefficiente parziale per la coesione non drenata del terreno – Tab. 6.2.II [4].

Coefficienti per le resistenze (γ_R):

- $\gamma_R = 2.3$ coefficiente parziale per la capacità portante del terreno – Tab. 6.4.I [4].

Gli stati limite non elencati non sono rappresentativi ai fini delle verifiche. I coefficienti di combinazione vengono illustrati ove necessario, basandosi su quanto individuato dalle NTC [4] e [5] – Tab. 2.5.I.

4.4 AZIONI CARATTERISTICHE

Le azioni caratteristiche, sia permanenti che variabili, vengono illustrate nei paragrafi successivi; l'azione sismica viene determinata tramite gli spettri elastici e di progetto sulla base di quanto indicato al paragrafo 4.4.9.

4.4.1 Pesì propri dei materiali strutturali

– cemento armato	25.0 kN/m ³
– legno	5.3 kN/m ³
– acciaio	78.5 kN/m ³

4.4.2 Azioni d'uso

La destinazione d'uso dei piani viene assunta uniforme, categoria C ai sensi delle NTC e con carico caratteristico pari a $Q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$.

4.4.3 Azioni in copertura

In base alla normativa vigente il Comune di Cagliari presenta un sovraccarico da neve inferiore a quello da manutenzione. Di conseguenza il carico in copertura vale 0.50 kN/m^2 .

4.4.4 Azioni dovute al vento

L'azione del vento viene considerata alla stregua di una pressione equivalente sulle superfici verticali laterali, anche se i corpi scala saranno "aperti" per necessità di carattere antincendio (rivestimento in lamiera microforata). Viene comunque calcolata e considerata l'azione del vento a tutta altezza, a vantaggio di sicurezza.

Il Comune di Cagliari si trova nella zona 5, pertanto si possono valutare i seguenti parametri fondamentali:

- $v_{b,0} = 28 \text{ m/sec}$ velocità di riferimento per altitudini inferiori ad a_0 ;
- $a_0 = 750 \text{ m s.l.m.}$ altitudine di riferimento;
- $k_a = 0.02 \text{ sec}^{-1}$ coefficiente di variazione della velocità di riferimento con l'altitudine.

Essendo l'altitudine del sito inferiore a quella di riferimento, la velocità di riferimento si calcola nel modo seguente

$$v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/sec.}$$

La pressione del vento si calcola poi con l'espressione seguente:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d,$$

nella quale:

- $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$ è la pressione cinetica di riferimento, dove ρ è la densità dell'aria assunta pari a 1.25 kg/m^3 ;
- c_d è il coefficiente dinamico, normalmente pari ad 1;
- c_e è il coefficiente di esposizione del sito;
- c_p è il coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico.

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza della costruzione rispetto al suolo, dalla sua posizione, dall'altitudine e dalle caratteristiche degli ostacoli circostanti (classe di rugosità):

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

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

Nella zona in esame la classe di rugosità è la D (aree prive di ostacoli), di conseguenza la categoria di esposizione del sito è la I; avendo:

$$k_r = 0.17,$$

$$z_0 = 0.01 \text{ m},$$

$$z_{\min} = 2 \text{ m},$$

essendo l'altezza della costruzione $z_{\max} = 14$ mt circa, e il coefficiente topografico $c_t = 1$ come di norma, il coefficiente di esposizione e di conseguenza la pressione del vento varia tra i due estremi seguenti:

$$c_e(z_{\min}) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)\right] = 1.88;$$

$$c_e(z_{\max}) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\max}}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\max}}{z_0}\right)\right] = 2.98.$$

Il coefficiente aerodinamico è definito dalla circolare esplicativa [5], e nel caso in esame vale $c_p = +0.8$ o -0.4 a seconda che la parete sia in pressione o in depressione rispettivamente.

In definitiva la pressione del vento p , ortogonale alle pareti verticali, vale:

$$\begin{aligned} p &= q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2\right) \cdot c_e \cdot c_p \cdot 1 = \\ &= \left(\frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 28^2 = 490 \text{ N/m}^2\right) \cdot 2.98 \cdot (+0.8 \text{ o } -0.4) = +1.17 \text{ o } -0.59 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

4.4.5 Sollecitazioni termiche stagionali

L'edificio in progetto sarà esposto all'ambiente esterno. Vengono pertanto considerate le influenze delle deformate termiche per l'acciaio, ovvero $\pm 25^\circ$.

4.4.6 Solaio scale

- peso proprio e permanenti..... $G_1 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
- azione variabile dominante (categoria di sovraccarico C, ambienti suscettibili di affollamento)
..... $Q_1 = 4.00$

4.4.7 Solaio passerella

- peso proprio e permanenti..... $G_1 = 3.30 \text{ kN/m}^2$
- azione variabile dominante (categoria di sovraccarico C, ambienti suscettibili di affollamento)
..... $Q_1 = 4.00$

4.4.8 Solaio di copertura

- peso proprio e permanenti..... $G_1 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
- azione variabile dominante (manutenzione o neve)..... $Q_1 = 0.50$

4.4.9 Azione sismica

L'azione sismica può essere determinata con riferimento ad una serie di assunzioni progettuali di seguito elencate. Occorre anzitutto valutare la pericolosità sismica di base, inerente il sito di costruzione, per poi passare allo spettro elastico di progetto attraverso le caratteristiche della struttura.

4.4.9.1 Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base dipende dalla posizione del sito, dalle caratteristiche del sito e del terreno, dal periodo di riferimento. La posizione del sito individua l'accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero sul sito di riferimento (a_g) ed ulteriori parametri nel

seguito elencati. Date le coordinate del sito in esame (long. 9.11 lat. 39.22), per i vari stati limite si hanno i parametri riassunti nella seguente tabella.

Stato limite	a_g [m/sec ²]	F_0 [-]	T_c^* [sec]
SLD	0.314	2.73	0.307
SLV	0.599	2.98	0.371

Nella quale:

- a_g accelerazione orizzontale massima attesa;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto orizzontale (velocità costante) dello spettro in accelerazione.

In mancanza dell'adeguata tipizzazione del sottosuolo, si assume cautelativamente la categoria D. Si ha inoltre la categoria topografica T_1 , in quanto il sito si trova su un pendio a pendenza media non superiore ai 15° sull'orizzontale.

4.4.9.2 Valutazione dell'azione sismica – spettro elastico e fattore di struttura

L'azione sismica viene considerata agente lungo due direzioni tra loro ortogonali corrispondenti alle due direzioni principali del fabbricato, dette "X" ed "Y"; nel caso in esame non viene considerata la componente verticale dell'azione.

Tradizionalmente l'azione sismica viene rappresentata dallo spettro di progetto, ottenuto dallo spettro elastico tramite il fattore di struttura q ; quest'ultimo rappresenta in qualche modo la possibilità che ha la struttura di dissipare energia con plasticizzazioni locali, mantenendo inalterata la capacità portante verticale: in altre parole q è proporzionale alla capacità dissipativa della struttura. Per ottenere valori alti del fattore di struttura occorre tuttavia controllare che la struttura sia duttile, con svariati accorgimenti tra i quali, essenziali, la gerarchia delle resistenze. Nel caso in esame, a vantaggio di sicurezza si considera la struttura NON DISSIPATIVA, ovvero si assume $q = 1$ e lo spettro di progetto coincide con lo spettro elastico. Trovandosi in effetti di una zona nella quale le sollecitazioni sismiche sono relativamente basse, il maggior onere derivante dall'impiego dello spettro elastico è ampiamente compensato dalla relativa facilità di realizzazione dei nodi tra le membrature, le quali non dovranno sottostare alle regole della gerarchia.

5. MODELLAZIONI, PROGETTI E VERIFICHE

5.1 MODELLAZIONI

La modellazione di ausilio alla progettazione si è articolata in varie parti, in base alle finalità del calcolo. Dopo un primo predimensionamento, la struttura è stata implementata su un software noto in ambito scientifico per la sua affidabilità e stabilità, affinché si potessero effettuare le verifiche di sicurezza delle componenti strutturali in automatico. Il software impiegato è EnExSys di WinStrand.

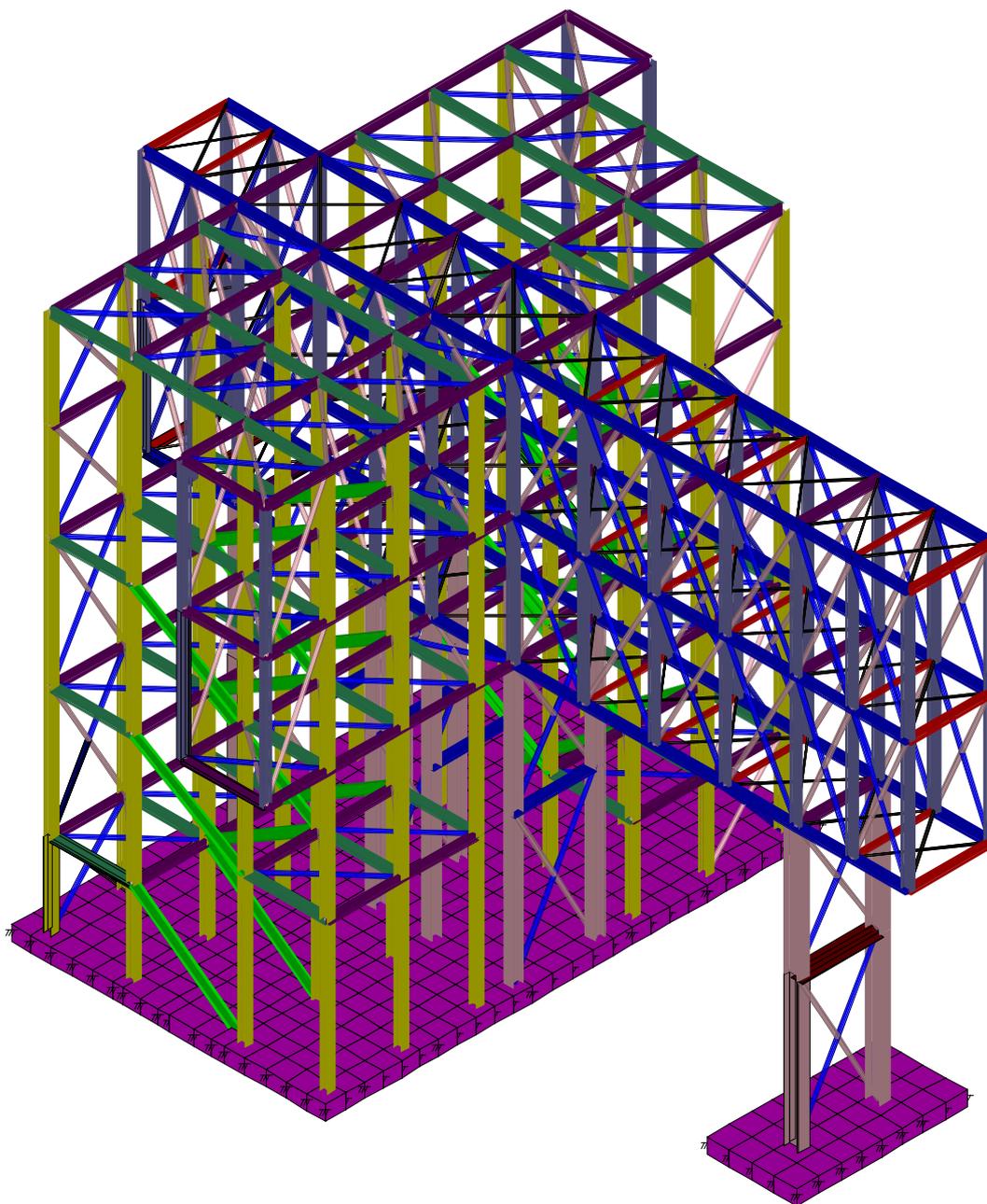


Figura 1: vista del modello globale in EnExSys

5.1.1 Descrizione del modello implementato

Come si può osservare in Figura 1, nel modello sono state implementate tutte le caratteristiche salienti precedentemente illustrate. Il software mette a disposizione dell'utente una serie di elementi finiti, tra i quali si sono impiegati elementi bidimensionali su suolo elastico alla Winkler, elementi trave, elementi biella. Oltre ai primi, evidentemente usati per la modellazione della platea di fondazione, tutti gli altri elementi sono del tipo trave ad esclusione delle aste di controvento.

I carichi derivanti dai pesi propri vengono calcolati automaticamente, una volta definite le sezioni. Il programma inoltre fornisce l'opportunità di inserire molti carichi in automatico per mezzo di elementi detti Aree di Carico; tali elementi sono stati impiegati per introdurre i carichi verticali negli impalcati, e per simulare l'azione del vento tramite pressioni orizzontali.

La valutazione delle azioni sismiche avviene in automatico per mezzo dell'analisi modale, una volta introdotte tutte le caratteristiche salienti illustrate al Paragrafo 4.4.9.

Il modello così descritto è stato costruito allo scopo di valutare:

- lo spettro di risposta di progetto e le azioni sulle membrature;
- gli spostamenti per sisma e per gli stati limite di esercizio;
- le tensioni sul terreno;
- le armature e sezioni degli elementi in cemento armato (platea di fondazione).

5.1.2 Condizioni e combinazioni di carico

Le principali sollecitazioni derivano dai carichi portati dai solai, che il software calcola in automatico. Le condizioni di carico elementari sono le seguenti:

1. peso proprio delle strutture (calcolato in automatico);
2. carichi permanenti da solai (calcolati in automatico);
3. carichi permanenti da tamponamenti (inseriti);
4. carichi accidentali da solai per affollamento (calcolati in automatico);
5. carichi accidentali da solai per neve (calcolati in automatico);
6. carichi derivanti dalle azioni termiche (inseriti);
7. forze orizzontali dovute al vento (calcolate in automatico);
8. sollecitazioni sismiche (calcolate in automatico).

Nelle Tabelle seguenti sono riassunte le combinazioni di carico implementate nel modello. In essa tutti i carichi permanenti sono riassunti in un'unica colonna (pesi propri, tamponamenti ecc.).

combo	commento	TCC	perm	folla	neve	VX	VY	ΔT	SX	SY
1	tutti V	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0	0		
2	V +DT	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0	1		
3	V -DT	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0	-1		
4	V V+X	SLU	1.3	1.5	1.5	1	0	0		

5	V V-X	SLU	1.3	1.5	1.5	-1	0	0		
6	V V+Y	SLU	1.3	1.5	1.5	0	1	0		
7	V V-Y	SLU	1.3	1.5	1.5	0	-1	0		
8	V+DT V+X	SLU	1.3	1.5	1.5	1	0	1		
9	V+DT V-X	SLU	1.3	1.5	1.5	-1	0	1		
10	V+DT V+Y	SLU	1.3	1.5	1.5	0	1	1		
11	V+DT V-Y	SLU	1.3	1.5	1.5	0	-1	1		
12	V-DT V+X	SLU	1.3	1.5	1.5	1	0	-1		
13	V-DT V-X	SLU	1.3	1.5	1.5	-1	0	-1		
14	V-DT V+Y	SLU	1.3	1.5	1.5	0	1	-1		
15	V-DT V-Y	SLU	1.3	1.5	1.5	0	-1	-1		

Tabella 1: combinazioni di carico del modello per Stati Limite Ultimi

combo	commento	TCC	perm	folla	neve	VX	VY	ΔT	SX	SY
1	+SX+SY	SLD/SLV	1	$\Psi_2 = 0.6$	$\Psi_2 = 0$	$\Psi_2 = 0$	$\Psi_2 = 0$	$\Psi_2 = 0$	1.0	0.3
2	+SX-SY	SLD/SLV	1						1.0	-0.3
3	-SX+SY	SLD/SLV	1						-1.0	0.3
4	-SX-SY	SLD/SLV	1						-1.0	-0.3
5	+SY+SX	SLD/SLV	1						0.3	1.0
6	+SY-SX	SLD/SLV	1						-0.3	1.0
7	-SY+SX	SLD/SLV	1						0.3	-1.0
8	-SY-SX	SLD/SLV	1						-0.3	-1.0

Tabella 2: combinazioni di carico del modello per Stati Limite sismici

combo	commento	TCC	perm	folla	neve	VX	VY	ΔT
1	tutti V	SLR	1	1	1	0	0	0
2	V +DT	SLR	1	1	1	0	0	1
3	V -DT	SLR	1	1	1	0	0	-1
4	V V+X	SLR	1	1	1	1	0	0
5	V V-X	SLR	1	1	1	-1	0	0
6	V V+Y	SLR	1	1	1	0	1	0
7	V V-Y	SLR	1	1	1	0	-1	0
8	V+DT V+X	SLR	1	1	1	1	0	1
9	V+DT V-X	SLR	1	1	1	-1	0	1
10	V+DT V+Y	SLR	1	1	1	0	1	1
11	V+DT V-Y	SLR	1	1	1	0	-1	1
12	V-DT V+X	SLR	1	1	1	1	0	-1
13	V-DT V-X	SLR	1	1	1	-1	0	-1
14	V-DT V+Y	SLR	1	1	1	0	1	-1
15	V-DT V-Y	SLR	1	1	1	0	-1	-1
16	folla	SLF	1	0.7	0	0	0	0
17	neve	SLF	1	0.6	0.2	0	0	0
18	DT	SLF	1	0.6	0	0	0	0.5
19	V V+X	SLF	1	0.6	0	1	0	0
20	V V-X	SLF	1	0.6	0	-1	0	0
21	V V+Y	SLF	1	0.6	0	0	1	0
22	V V-Y	SLF	1	0.6	0	0	-1	0
23	QPM	SLQ	1	0.6	0	0	0	0

Tabella 3: combinazioni di carico del modello per Stati Limite di Esercizio

5.2 VERIFICA DI ELEMENTI MODELLATI

5.2.1 Stati Limite Ultimi

Il software consente di verificare in automatico tutte le membrature metalliche. Poiché tale software è stato validato per mezzo di analisi di schemi semplici, si ritengono le verifiche così ottenute affidabili. È possibile con il software implementare anche la progettazione e verifica della struttura fondale, la quale come più volte ricordato è però condizionata dalle valutazioni specifiche riguardanti il terreno, e non viene pertanto perfezionata in questa sede.

5.2.2 Stati Limite di Esercizio

Per la verifica degli stati limite di esercizio si calcolano le frecce elastiche delle travi nelle combinazioni di carico caratteristiche e frequenti, in modo da poterle limitare a valori ritenuti progettualmente idonei in base alle finiture e sistemazioni architettoniche. Gli Stati Limite di Esercizio sismici (SLO ed SLD) dovranno essere investigati in una fase successiva alla luce delle esigenze impiantistiche da soddisfare; in questa prima fase si ritiene che la robustezza della struttura nei confronti degli Stati Limite di Esercizio non sismici sia tale da rendere verosimilmente verificata.

5.2.3 Verifica del terreno e dei cedimenti

Le tensioni scaricate sul terreno dovrebbero essere di norma calcolate tenendo conto dei bulbi di tensione e dell'interazione terreno – fondazione – sovrastruttura. Data tuttavia la modesta entità delle sollecitazioni, si ritiene sufficiente la stima delle tensioni valutata per mezzo del modello globale implementato sul software, ossia ottenute da un calcolo del tipo suolo elastico alla Winkler. Non conoscendo inoltre le caratteristiche del terreno, si è ritenuto opportuno limitare le tensioni massime entro limiti ritenuti universalmente accettabili.

Cautelativamente è stato infatti controllato che la tensione ultima (Stati Limite Ultimi di tipo STR) non superasse 100 kPa.

5.3 VERIFICA DI ELEMENTI NON MODELLATI

La modellazione strutturale consente di verificare rapidamente, ed eventualmente di affinarle, tutte le ipotesi formulate durante il predimensionamento. Tuttavia essa rappresenta solo un ausilio di calcolo al progetto, fermo restando che il controllo complessivo resta onere del progettista e non del software.

Oltre ai controlli di routine, necessari ad una verifica della corretta modellazione, sono state svolte numerose verifiche riguardanti alcuni elementi necessariamente non modellabili. È il caso, ad esempio, dei pannelli in legno di seguito illustrati.

5.3.1 Pannelli in legno per la passerella

Si tratta del solaio di calpestio della passerella di grande luce, per la quale si preferisce utilizzare un solaio “stagno” anziché la lamiera metallica impiegata per le scale esterne. La scelta è caduta sui pannelli di legno, in quanto essi ottimizzano le esigenze tecnologiche e strutturali con il minor peso.

Nonostante gli elementi saranno protetti dalle intemperie, si considerano alla stessa stregua di elementi posti all'esterno, cioè nella Classe d'uso più gravosa.

5.3.2 Analisi dei carichi e caratteristiche della sezione

I carichi caratteristici sono quelli illustrati al Paragrafo 4.4.7; in tale paragrafo viene indicata l'entità dei carichi, tuttavia per le verifiche del materiale legno occorre considerare anche la Classe di durata dei sovraccarichi. Nel caso della Categoria C, le Norme indicano un media durata.

Inoltre, per un metro di larghezza e con lo spessore di progetto $t = 100$ mm, si hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

$$A = 100 \times 1000 = 100000 \text{ mm}^2;$$

$$W = 1000 \times 100^2 / 6 = 1666666 \text{ mm}^3;$$

$$J = 1000 \times 100^3 / 12 = 83333333 \text{ mm}^4.$$

A vantaggio di sicurezza non vengono computati nelle verifiche gli incrementi per sezioni di altezza inferiore a 150 mm.

5.3.3 Giunto sismico

In questa prima fase il dimensionamento del giunto è stato condotto in maniera semplificata, limitandone ad $H/100 = 15$ cm la dimensione trasversale.

5.4 CONSIDERAZIONI FINALI

Alla luce delle modellazioni eseguite, dei calcoli e delle simulazioni svolte per gli interventi descritti nei precedenti capitoli, si conclude che tutti gli elementi progettati, così come vengono illustrati negli elaborati progettuali, soddisfano appieno tutte le verifiche di sicurezza e le normative vigenti in materia.

La stessa considerazione vale per tutti gli elementi strutturali che non compaiono esplicitamente verificati nella presente relazione, la quale, si ricorda, è solo a carattere illustrativo dei criteri impiegati (prime indicazioni strutturali), non certo sostitutiva di un vero e proprio progetto strutturale.

Infine le verifiche svolte in automatico dal software soddisfano anch'esse le normative vigenti e la sicurezza strutturale.