



Università degli Studi di Cagliari



Dipartimento di Ingegneria Strutturale

Piazza d'Armi
I-09123 Cagliari
tel. +39.070.6755406
fax +39.070.6755405

COMPLESSO REGIONALE Ex- CISAPI “CAPANNONE OFFICINE”

CERTIFICATO DI IDONEITA' STATICA
(ai sensi dei DD.MM. 15/05/1985 e 20/09/1985)

RELAZIONE DI CALCOLO



Ottobre 2010

Responsabile scientifico: Prof. Ing. Barbara De Nicolo

Collaboratore: Ing. Daniel Meloni



INDICE

PREMESSA	2
PARTE 1 – Descrizione e stato di fatto	3
1.1. PREMESSA	3
1.2. DESCRIZIONE DEL MANUFATTO	3
1.3. STATO DI FATTO	15
PARTE 2 – Relazione di calcolo strutturale	16
2.1. PREMESSA	16
2.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	16
2.3. CRITERI DI CALCOLO	16
2.4. FATTORI DI CONFIDENZA	18
2.5. AZIONE SISMICA: SPETTRI DI PROGETTO	18
2.5. AZIONE SISMICA: CONSIDERAZIONI SULLE VERIFICHE	21
2.6. MATERIALI	21
2.7. BULLONI E SALDATURE	21
2.8. SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO	22
2.9. ANALISI DEI CARICHI	22
2.9.1. Sovraccarichi permanenti e variabili	22
2.9.2. Carico da neve	22
2.9.3. Carico da vento	23
2.10. MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA	24
2.10.1. Descrizione del modello	24
2.10.2. Risultati	26
2.11. VERIFICHE STATICHE	30
2.11.1. Verifiche della trave principale	30
2.11.2. Verifica della trave secondaria	34
2.11.3. Verifiche degli elementi dello shed	36
2.11.4. Verifiche degli arcarecci	38
2.11.5. Verifiche dei pilastri	39
2.12. VERIFICA SISMICA	40
PARTE 3 – Conclusioni	42



PREMESSA

La seguente relazione è redatta su richiesta del committente per certificare l'idoneità statica del "capannone officine" facente parte del Centro Regionale di Formazione Professionale Ex-CISAPI, sito in Via Caravaggio a Cagliari. Il manufatto in oggetto, costruito negli anni '60, è privo di certificato di collaudo, pertanto il presente documento supplisce a tale mancanza ai sensi dei DD.MM. 15/05/1985 e 20/09/1985.

La relazione è suddivisa in tre parti: la prima riporta la descrizione della struttura e le risultanze del sopralluogo effettuato in data 28/09/2010, a seguito del quale sono stati prodotti degli elaborati grafici riportati in allegato; la seconda parte corrisponde alla relazione di calcolo strutturale ai sensi delle attuali normative; la terza parte riepiloga le conclusioni delle elaborazioni statiche precedentemente sviluppate e riporta il giudizio sull'idoneità della struttura.



PARTE 1 – Descrizione e stato di fatto

1.1. PREMESSA

In data 28/09/2010 gli scriventi hanno effettuato un sopralluogo presso la struttura in oggetto all'interno del complesso regionale Ex-CISAPI, finalizzato a verificare le caratteristiche della struttura e redigere quindi un rilievo della stessa e i conseguenti elaborati grafici necessari alle verifiche statiche di cui alla seconda parte della presente relazione. Il sopralluogo ha anche consentito di saggiare lo stato di conservazione del manufatto.

Nei paragrafi che seguono viene riportata la descrizione della struttura e alcune foto. In allegato alla relazione sono invece riportati gli elaborati grafici di rilievo.

1.2. DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

La struttura in esame è un tipico capannone industriale a struttura in acciaio, denominato "capannone officine" perché prevalentemente destinato ad ospitare attività didattiche di lavorazione meccanica.

L'edificio ha una pianta rettangolare di dimensioni 88x92 m (vedi fig.1) ed un'altezza massima di circa 9.00 m, con un corpo centrale principale di dimensioni 72x92 m e due corpi laterali di altezza inferiore (circa 5.30 m).

La struttura portante del corpo centrale è regolare con pilastri HEA240 disposti a maglia regolare 24x12 m, in numero quindi di 4x9 per un'altezza dalla pavimentazione all'imposta delle travi di copertura di 6.50 m.

I pilastri sostengono un sistema di travi principali disposte trasversalmente con luce di 24.00 m e interasse 12.00 m, con schema di semplice appoggio. Si tratta di travi reticolari del tipo "Pratt" di altezza 2.40 m con briglia superiore e inferiore costituite da un doppio UPN120, montanti ad interasse di 2.00 m, realizzati con un doppio UPN80, saldati talvolta sull'anima, talvolta sulle ali, mentre le diagonali sono costituite da piatti a sezione piena 80x25 o 80x40 mm. Sulle travi principali sono impostate le travi secondarie del tipo "Vierendeel" in semplice appoggio su luci di 12.00 m e interasse di 4.00 m (ogni 2 campi della trave principale). Queste hanno altezza di 0.60 m, con briglie costituite da profili a T100x100 e montanti ad interasse 0.50 m costituiti da un doppio angolare a lati uguali L40x4 connesso all'anima dei correnti. Entrambe le due tipologie di travi sono assemblate per saldatura, mentre la connessione mutua è ottenuta per bullonatura.

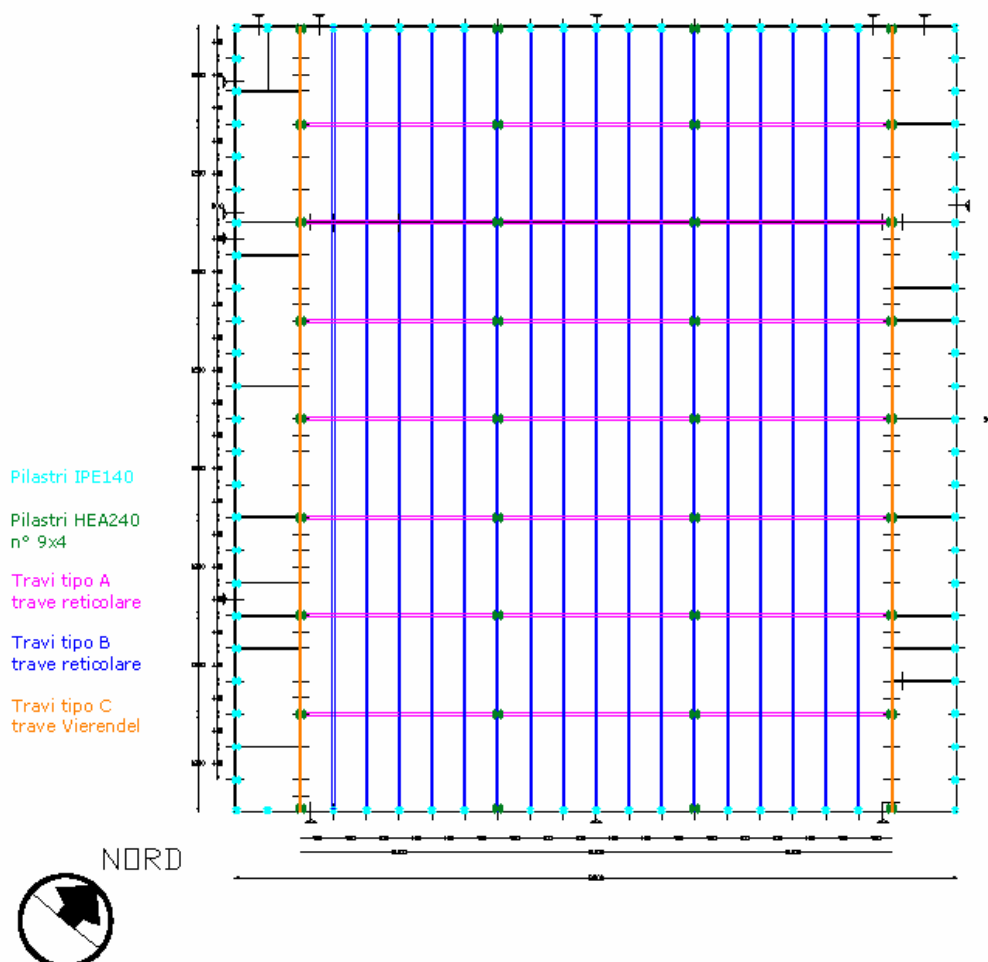


Fig.1. schema planimetrico del capannone.

Al di sopra di questo sistema di travi è collocata una copertura a shed costituita come segue: al di sopra delle travi secondarie, quindi con scansione ogni 4.00 m, sono imbullonati un montante alto circa 1.80 m e una diagonale di lunghezza circa 4.40 m, realizzati con profili IPE160, mutuamente saldati all'apice; sopra il diagonale sono appoggiati gli arcarecci ad interasse medio di 0.86 m, ottenuti saldando due profili a C alti 80 mm. A loro volta gli arcarecci sostengono dei pannelli sandwich coibentati con cui è realizzato l'impalcato di copertura. Il pannello verticale dello shed è realizzato con un infisso leggero in alluminio.

Le porzioni laterali più basse dell'edificio sono costituite, per quanto riguarda la copertura, da elementi inclinati impostati da un lato ad una travatura di bordo del tipo Vierendeel longitudinale rispetto alla pianta dell'edificio, dall'altra su pilastri perimetrali ottenuti con IPE140 a scansione ogni 4.00 m.

Il capannone è suddiviso tramite partizioni interne leggere in lamiera grecata ed è chiuso perimetralmente da una tamponatura in mattoni pieni fino ad un



altezza di circa 2.50 m, quindi da infissi e pannelli prefabbricati in lamiera grecata, che è suddivisa in campi dai pilastri perimetrali summenzionati. Per maggiore chiarezza di descrizione si rimanda alle tavole allegate alla relazione e alle foto riportate nel proseguo.



Fig.2. Vista frontale del capannone.



Fig.3. Vista laterale del capannone.



Piazza d'Armi
I-09123 Cagliari
tel. +39.070.6755406
fax +39.070.6755405



Fig.4. Vista laterale del capannone.



Fig.5. Dettaglio della trave vierendeel perimetrale.



Piazza d'Armi
I-09123 Cagliari
tel. +39.070.6755406
fax +39.070.6755405



Fig.6. Vista interna del capannone.



Fig.7. Vista interna della copertura del capannone con dettaglio in corrispondenza di un pilastro.



Fig.8. Vista interna del capannone con dettaglio dell'infisso dello shed.



Fig.9. Vista in quota del capannone con dettaglio dello shed e della connessione delle travi.



Fig.10. Scansione delle travi secondarie.



Fig.11. Vista interna del capannone con dettaglio della trave secondaria di tipo Vierendeel.

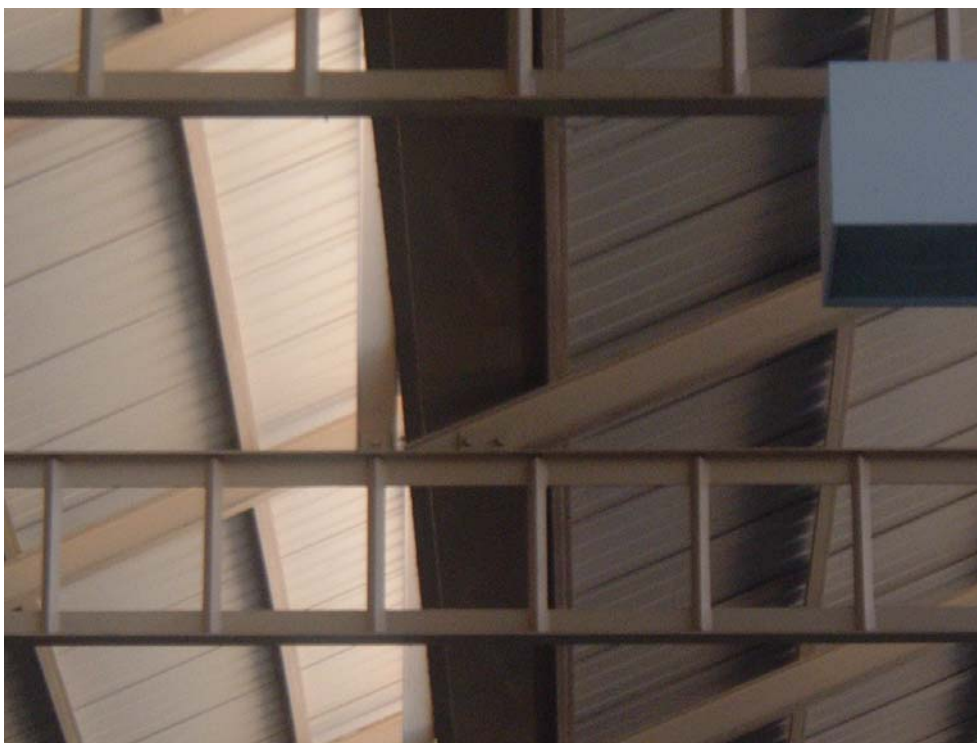


Fig.12. Vista interna del capannone con dettaglio della trave secondaria di tipo Vierendeel.



Fig.13. Dettaglio del montante della trave Vierendeel secondaria .



Figg.14, 15. Dettagli del collegamento della trave secondaria alla primaria in corrispondenza del pilastro.



Piazza d'Armi
I-09123 Cagliari
tel. +39.070.6755406
fax +39.070.6755405



Figg.16, 17. Dettagli del collegamento di montante e diagonale dello shed.



Fig.18. Dettaglio dello shed nella campata della trave secondaria.

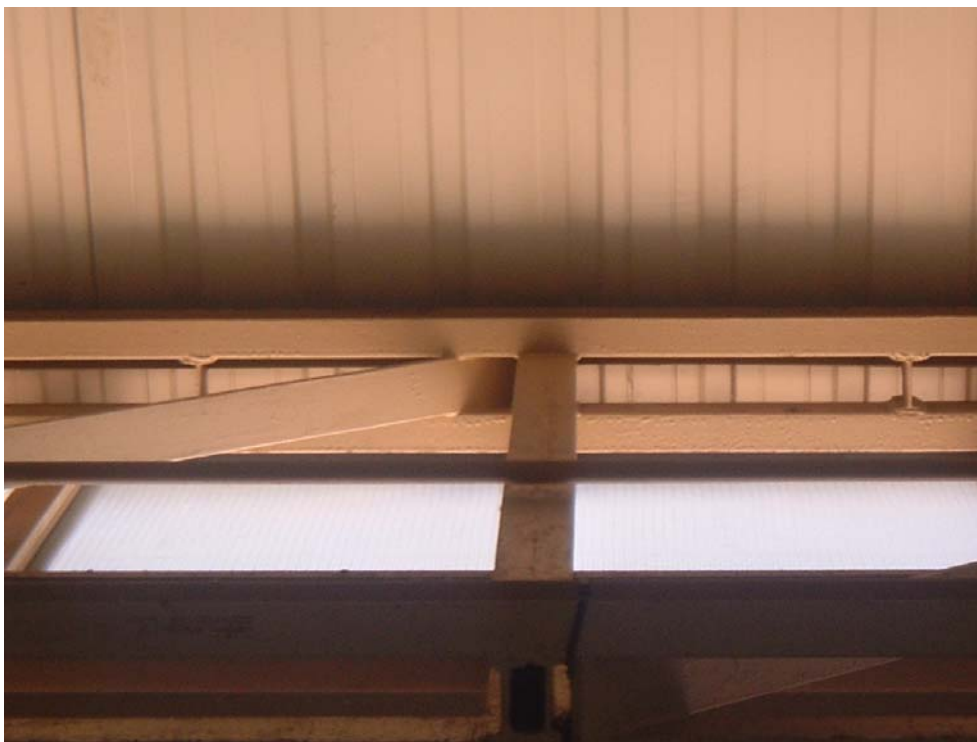


Fig.19. Dettaglio della briglia superiore della trave principale .



1.3. STATO DI FATTO

Agli effetti di un'analisi visiva non è stato riscontrato nella struttura alcun segno di degrado in tutti gli elementi esaminati. Gli elementi strutturali non sono affetti da anomali stati deformativi o da segni di corrosione. Le connessioni appaiono in buono stato di conservazione e non presentano tracce di corrosione o cricche. Gli elementi strutturali appaiono soggetti a interventi di manutenzione ordinaria e non vi sono preoccupanti segnali di infiltrazioni o altri agenti esterni che possano intervenire dal manto di copertura. Di fatto gli elementi strutturali sono correntemente sollecitati in misura molto inferiore alla loro capacità di tenuta (vedi Parte 2). Il giudizio sullo stato di conservazione è pertanto ampiamente positivo.



PARTE 2 – Relazione di calcolo strutturale

2.1. PREMESSA

Nella seguente relazione di calcolo sono riportati il calcolo strutturale e le verifiche degli elementi principali e delle connessioni della struttura in oggetto. Per ogni tipologia ed elemento strutturale, data la regolarità e la ripetitività della struttura, sono stati analizzati solo gli elementi più sollecitati.

2.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione si farà riferimento alle seguenti normative nazionali ed europee:

1. Legge n.1086 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica";
2. Legge n.64 02/02/1974: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
3. Circ. n.30483/STC 24/07/1988: "Istruzioni riguardanti la legge 02/02/1974 n.64, art.1-D.M. 11/03/1988";
4. D.M. 14/01/2008: Norme tecniche per le costruzioni. Pubblicate sulla G.U. del 4/02/2008 n.22;
5. Circ. del CCSSLPP 07/03/2008: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008";

2.3. CRITERI DI CALCOLO

I calcoli riportati nelle parti seguenti sono stati sviluppati con riferimento al Metodo degli Stati Limite come prescritto dalla Normativa Italiana di cui ai documenti (4) e (5). Le analisi dei carichi sono state valutate in base alle prescrizioni del predetto documento normativo e utilizzate per l'elaborazione delle combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio.

Si fa notare però che trattandosi di struttura esistente è concesso derogare dalla verifica degli Stati Limite di Esercizio. Nel seguito verrà comunque sviluppata una valutazione sulla deformabilità degli elementi strutturali di copertura. I coefficienti per le combinazioni, sono riportati nella seguente tabella tratta dalla succitata norma. L'isostaticità delle strutture di seguito analizzate ha consentito di ridurre il numero delle combinazioni necessarie a individuare le condizioni più sfavorevoli per le singole verifiche.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0



Si noti che, sulla base della precedente tabella, i carichi variabili in copertura o vengono considerati carichi principali o non vengono mai cumulati agli altri carichi ivi agenti come neve e vento.

2.4. FATTORI DI CONFIDENZA

Come indicato dalle Norme Tecniche con riferimento alle strutture esistenti, il livello di conoscenza che si raggiunge sulle caratteristiche strutturali del manufatto condizionano il grado di sicurezza garantito dalle verifiche strutturali stesse. Pertanto questo livello di conoscenza è convertito dalle stesse norme in un ulteriore coefficiente di sicurezza detto fattore di confidenza (FC), applicato nella determinazione dei parametri di progetto del materiale. Tali coefficienti sono tanto più penalizzanti quanto minore è il suddetto grado di approfondimento di indagine e documentazione preliminare e quindi del livello di conoscenza raggiunto. Poiché si possiede una completa informazione sulla geometria ed i dettagli costruttivi della struttura, ma non sono state eseguite prove sui materiali, si farà riferimento ad una classe presunta di acciaio, in base all'uso dell'epoca di costruzione, ma si adotterà un fattore di confidenza penalizzante pari a 1.20 ai sensi delle indicazioni della Circolare n. 617, che verrà impiegato nella valutazione dei valori di progetto delle resistenze.

2.5. AZIONE SISMICA: SPETTRI DI PROGETTO

Benché all'epoca di realizzazione del manufatto il territorio della Sardegna era classificato come zona non sismica e pertanto nessuna struttura venisse sottoposta a verifica sismica, nel seguito verrà sviluppata una verifica sismica semplificata tenendo conto degli spettri di progetto di normativa.

La Normativa Tecnica attualmente vigente (4) ha suddiviso il territorio nazionale secondo una griglia ai cui nodi sono assegnati tutti i valori dei parametri necessari a definire localmente l'azione sismica, in termini di accelerazione di riferimento al suolo per sito rigido (terreno tipo A) a_g e di spettri di risposta elastici $S_e(T)$. La Sardegna fa parte di quelle aree del territorio nazionale considerate a bassa sismicità (zona 4).

Data la natura dell'edificio e la sua destinazione d'uso si attribuiscono i seguenti parametri:

Vita nominale per edifici di tipo 2: $V_N = 50$ anni

Classe d'uso II per edifici con normali affollamenti: $C_u = 1.0$

Da cui:

periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni.



Si può fare anche riferimento alla seguente tabella riportata nella Circolare (5):

	Classe d'uso →	I	II	III	IV
	Coeff. C_U →	0,70	1,00	1,50	2,00
TIPI DI COSTRUZIONE	V_N	V_R			
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	10	35	35	35	35
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50	35	50	75	100
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100	70	100	150	200

Se ne deduce che il *periodo di ritorno* T_R dell'evento sismico è per lo Stato Limite di Danno (SLD) di 50 anni, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 63%, e per lo Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV) di 475 anni, con probabilità di superamento del 10%.

Dalla Tabella 2 allegata al testo del Decreto, si ricavano:

SLD ($T_R = 50$ anni)

a_g = accelerazione di riferimento al suolo $PGA = 0.235$ (m/sec²)

F_0 = massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro = 2.67

T_C^* = periodo di riferimento per il tratto a velocità costante = 0.296 (sec)

SLV ($T_R = 475$ anni)

a_g = accelerazione di riferimento al suolo $PGA = 0.50$ (m/sec²)

F_0 = massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro = 2.88

T_C^* = periodo di riferimento per il tratto a velocità costante = 0.34 (sec)

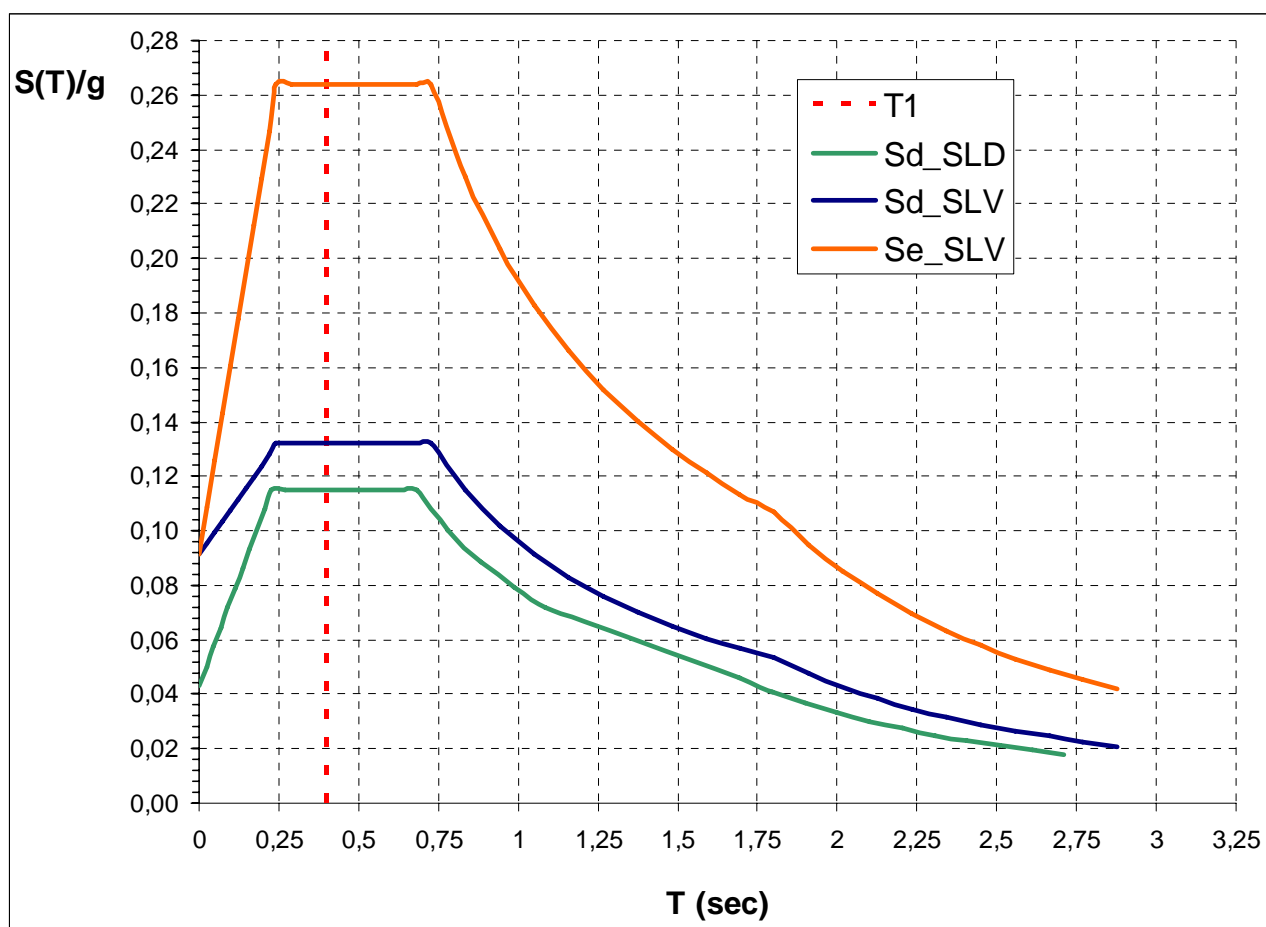
Da questi si ricavano gli spettri di risposta elastici e di progetto di seguito riportati, relativi alla componente orizzontale del sisma (quella verticale non sarà presa in considerazione). In essi il tratto ad accelerazione costante si ha per periodi superiori a $T_B = T_C/3 = C_C \cdot T_C^*/3$ che assume i seguenti valori:

$T_{B_SLD} = 0.23$ sec

$T_{B_SLV} = 0.24$ sec

Lo spettro di risposta elastico coincide con quello di progetto nel caso dello SLD, mentre lo spettro di risposta allo SLV si deduce da quello elastico introducendo il fattore di struttura che tiene conto delle risorse dissipative del

manufatto. In questo caso, per una struttura esistente a telaio in acciaio con schema a mensola, seguendo le indicazioni della Circolare si porrà $q = 2.00$. Dovranno inoltre essere presi in conto la categoria del terreno di fondazione, che ipotizzeremo cautelativamente di cat.D, e la categoria stratigrafica, T_1 per superfici piane. Tutto questo viene preso in conto con una serie di coefficienti amplificativi che culminano nel coefficiente $S = 1.80$



Nel grafico che precede si è anche individuato con una certa approssimazione il periodo fondamentale della struttura T_1 , determinato secondo la formula empirica:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.40 \text{ sec}$$

posto $C_1 = 0.05$ (costruzioni ordinarie) e $H = 8.00 \text{ m}$ (altezza dell'edificio)

Da cui si ricavano i seguenti valori per l'accelerazione spettrale orizzontale:

$$S_{d,SLD}(T_1) = 0.115g \text{ m/sec}^2$$

$$S_{d,SLV}(T_1) = 0.132g \text{ m/sec}^2$$



2.5. AZIONE SISMICA: CONSIDERAZIONI SULLE VERIFICHE

L'edificio oggetto di intervento è esistente pertanto la verifica deve seguire le indicazioni riportate nel Cap.8 delle NTC e della Circolare n.617, relativamente alle verifiche, in particolare quella sismica.

2.6. MATERIALI

Gli elementi impiegati nella struttura in oggetto sono profilati laminati a caldo realizzati con un acciaio duttile che può essere paragonato al moderno grado S235JR conforme alla norma armonizzata UNI EN 10025 (ex Fe360B).

Tale materiale è caratterizzato dalle seguenti proprietà meccaniche:

peso specifico	78,5	KN/m ³
modulo elastico	210000	N/mm ²
modulo di poisson	0,30	
modulo di elasticità tangenziale	80769	N/mm ²
Carico unitario di rottura f_{tk}	360	N/mm ²
Carico unitario di snervamento f_{yk}	235	N/mm ²

2.7. BULLONI E SALDATURE

Non è nota la classe delle bullonature impiegate nella struttura, pertanto si farà riferimento alla più bassa delle classi riportate dalla UNI EN ISO 898-1:2001, la 4.6, i cui valori di resistenza sono dedotti dalle tabelle seguenti.

Tabella 11.3.XII.a

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

Tabella 11.3.XII.b

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



2.8. SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO

Date la tipologia strutturale e le caratteristiche delle connessioni, le travi principali sono considerate in semplice appoggio sui pilastri, a loro volta caricati con la sola reazione di appoggio della sovrastante struttura e incastrati alla base. Gli elementi della copertura e le singole aste delle stesse sono state considerate incernierate alle estremità o incastrate in funzione del tipo di connessione riscontrata in sito. In particolare, gli arcarecci della copertura sono stati considerati in semplice appoggio sugli shed e sono gli elementi attraverso cui sono trasmessi i carichi di copertura di seguito riportati. Per quanto attiene alla verifica sismica, si suppone che la struttura abbia un comportamento a mensola che scarica tutto il taglio e i momenti alla base dei pilastri.

2.9. ANALISI DEI CARICHI

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato nel seguito in funzione del profilato adottato, tenuto conto del peso specifico di $78,5 \text{ KN/m}^3$ dell'acciaio. Sono inoltre considerati i seguenti carichi:

2.9.1. Sovraccarichi permanenti e variabili

peso dei pannelli sandwich = 0.10 KN/m^2

peso aggiuntivo = 0.30 KN/m^2

carico variabile di esercizio = 0.50 KN/m^2 (coperture non praticabili)

2.9.2. Carico da neve

Per la determinazione del carico da neve si farà riferimento alle indicazioni delle NTC2008, da cui sono dedotti i seguenti parametri:

carico da neve al suolo caratteristico: $q_{sk} = 0.60 \text{ KN/m}^2$

coefficiente di esposizione: $C_E = 1.00$ (zona normalmente battuta da vento)

coefficiente di forma: $\mu_1 = 0.80$ (falda inclinata con $\alpha = 25^\circ$)

coefficiente di forma: $\mu_2 = ---$ (falda inclinata con $\alpha > 60^\circ$)

Data l'inclinazione delle shed la neve scivola e per effetto del vento può dar luogo all'accumulo in corrispondenza del compluvio. La norma dà suggerimento al progettista di tenere in debito conto questa condizione, ma non fornisce parametri di riferimento. Pertanto in via semplificata si terrà conto del solo carico aggiuntivo di 0.48 KN/m^2 , distribuito sulla proiezione orizzontale.

2.9.3. Carico da vento

Seguendo le indicazioni delle NTC2008, tenuto conto che l'edificio sorge nella cosiddetta ZONA 5 della zonizzazione nazionale, corrispondente alla Sardegna Occidentale e ad una quota sopra il livello del mare pari a 0.00 m, si determinano i seguenti parametri:

velocità di riferimento del vento: $V_b = 28$ m/sec

quota sopra il livello del mare di riferimento: $a_0 = 500$ m

$K_a = 0.020$ 1/sec

pressione cinetica di riferimento: $q_b = 0.49$ KN/m²

classe di rigosità: A

categoria di esposizione: IV

coefficiente di esposizione: $C_E = 1.63$ (valutato sul baricentro delle shed)

coefficiente dinamico: $C_d = 1.00$

coefficiente di forma per superfici verticali sopravento: $C_{pe} = 0.80$

coefficiente di forma per superfici verticali sottovento: $C_{pe} = -0.40$

coefficiente di forma per superfici inclinate sopravento: $C_{pe} = -0.25$ ($\alpha = 25^\circ$)

coefficiente di forma per superfici inclinate sottovento: $C_{pe} = -0.40$

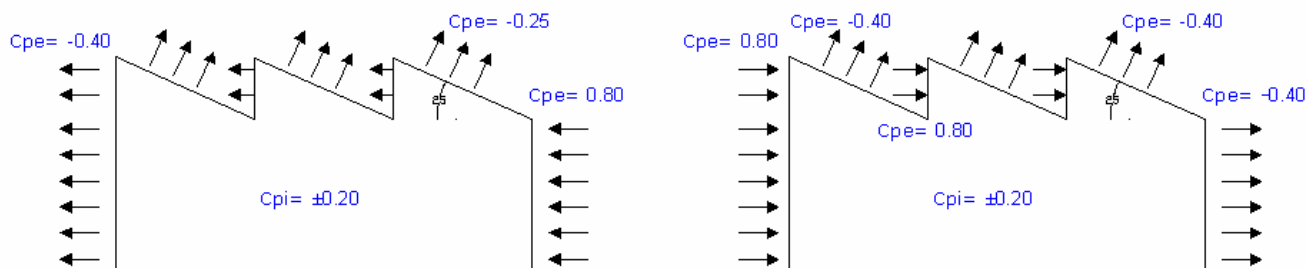
coefficiente di forma interno: $C_{pi} = \pm 0.20$

Sulla base dei parametri sopra riportati, si determina una pressione del vento sulle pareti perimetrali che varia a seconda del segno della pressione interna:

pressione del vento sopravento: $Q_{sop} = 0.80$ (0.48) KN/m²

depressione del vento sottovento: $Q_{sop} = 0.16$ (0.48) KN/m²

Per quanto riguarda la copertura, i suddetti valori di pressione agiscono per vento che spira contro la parte verticale dello shed, al 100% nel primo di essi, al 75% nei successivi. Mentre quando il vento spira in direzione opposta investendo direttamente lo spiovente dello shed si ha una depressione che al massimo raggiunge il valore di 0.36 KN/m².



2.10. MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA

2.10.1. Descrizione del modello

L'analisi della struttura è stata condotta implementando nel codice MIDAS-GEN un modello agli elementi finiti di cui si riportano nel seguito le immagini. Per semplicità e data la prevalente isostaticità dello schema, solo una porzione della copertura è stata modellata, in modo da analizzare lo stato di sollecitazione e di deformazione delle travi più sollecitate. Sono stati modellati tutti gli elementi della copertura: le travi reticolari principali, le travi Vierendeel secondarie, i montanti e le diagonali degli shed e gli arcarecci. Ognuno secondo le posizioni, la geometria e le sezioni come da rilievo (vedi anche par 2.8.). Con gli opportuni rilasci dei gradi di libertà, sono stati restituiti tutti i vincoli interni tra le aste costituenti gli elementi strutturali, di incastro completo o cerniera.

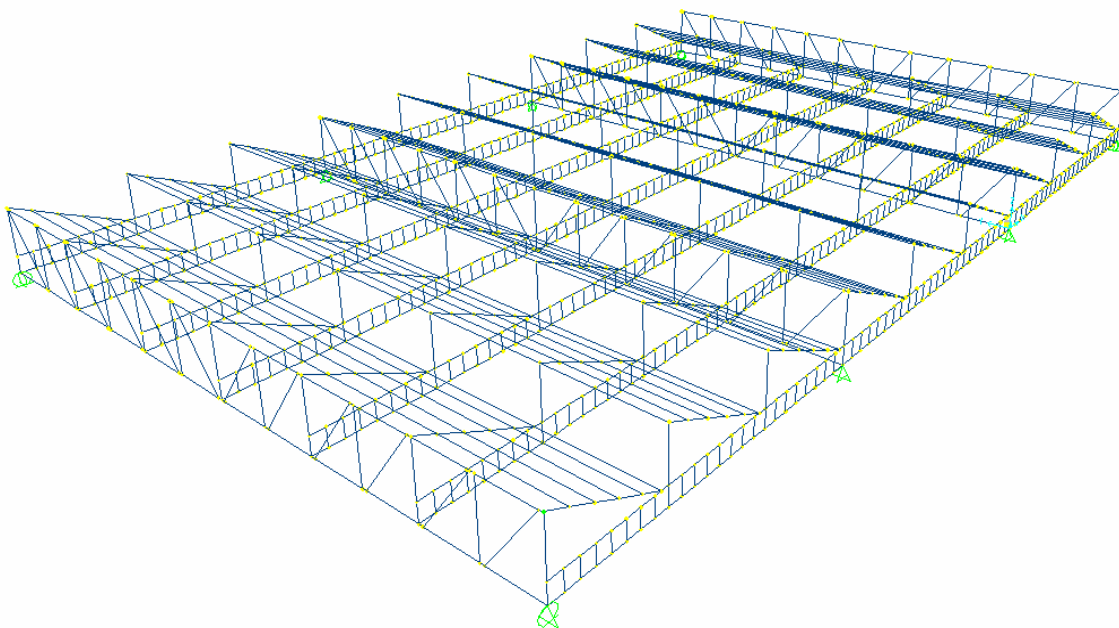
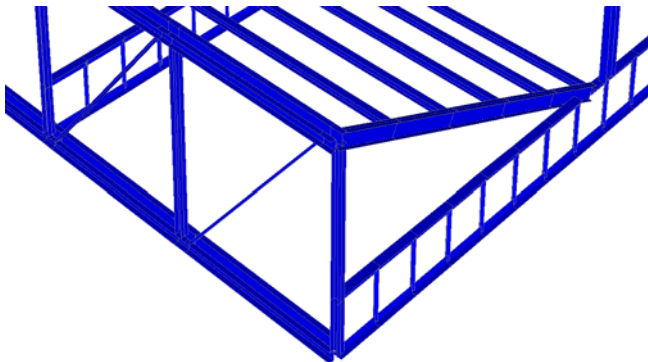
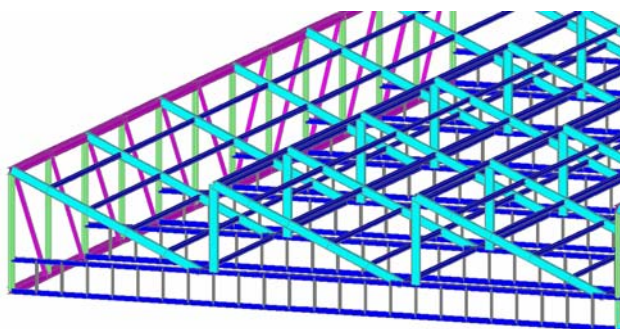
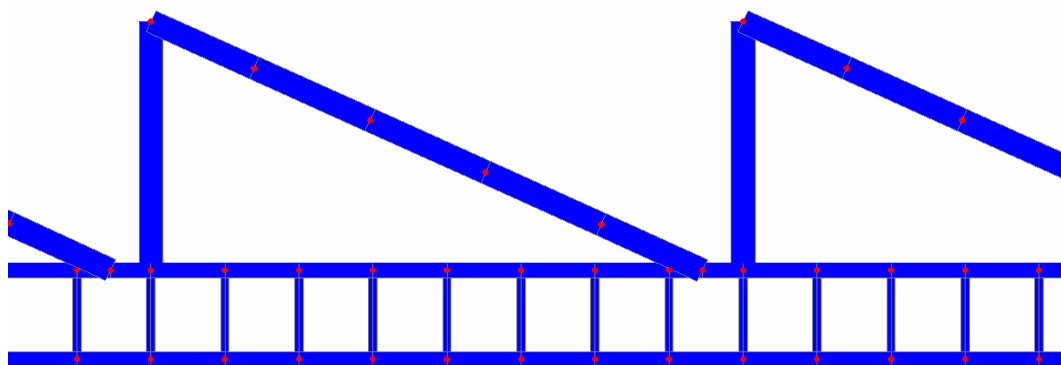
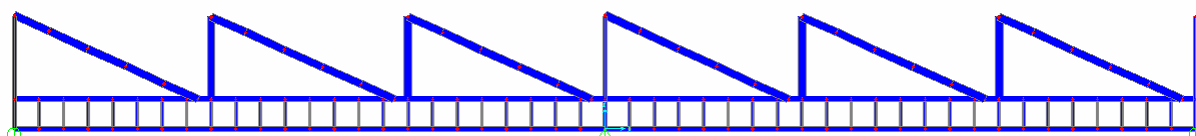


Fig.20. Immagine del modello FEM analizzato.

Il modello è stato vincolato a terra in modo che lo schema sia determinato e si possano poi ricavare le reazioni di appoggio da applicare in testa ai pilastri. I carichi sopra determinati sono stati applicati sugli arcarecci come trasmessi dai pannelli di copertura. Le condizioni di carico considerate sono: peso proprio, sovraccarico permanente, carico variabile di esercizio, carico da neve, carico da vento. I carichi sono poi stati combinati secondo quanto previsto dal Metodo degli Stati Limite e i coefficienti parziali indicati dalle NTC2008, per le successive verifiche.



Figg.21, 22. Due immagini di dettaglio del modello FEM.



Figg.23, 24. Dettagli della trave secondaria.

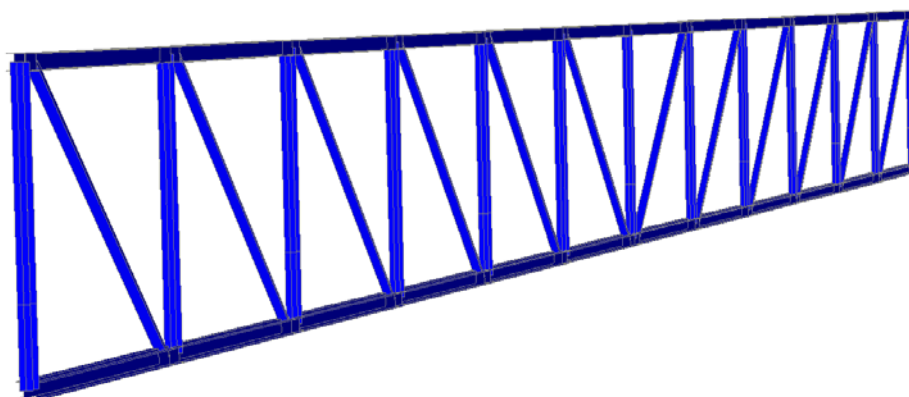


Fig.25. Dettaglio della trave principale.



2.10.2. Risultati

Nel seguito verranno riepilogati i risultati principali dell'analisi sul modello descritto al paragrafo 2.10.1., sottoposto ai carichi determinati al paragrafo 2.9., corredati da un serie di immagini tratte dal programma di calcolo. Ulteriori risultati sono riportati per gli elementi sollecitati in occasione delle verifiche di cui al paragrafo 2.11.

Combinazione principale allo SLU (peso proprio + Permanente + Variabili):

ARCARECCI:

massima azione flettente in mezzeria: $M_{\max,x-x} = 2.1 \text{ KNm}$

$M_{\max,y-y} = 0.8 \text{ KNm}$

massima azione tagliante in appoggio: $T_{\max,x-x} = 1.0 \text{ KN}$

$T_{\max,y-y} = 2.1 \text{ KN}$

TRAVE PRINCIPALE:

massima trazione nella briglia inferiore: $N_{\max} = +672.5 \text{ KN}$

massima azione flettente briglia inferiore: $M_{\max} = \pm 22.4 \text{ KNm}$

massima compressione nella briglia superiore: $N_{\max} = -670.4 \text{ KN}$

massima azione flettente briglia superiore: $M_{\max} = \pm 40.0 \text{ KNm}$

massima compressione montanti: $N_{\max} = -265.8 \text{ KN}$

massima trazione nella diagonale: $N_{\max} = +317.3 \text{ KN}$

TRAVE SECONDARIA:

massima trazione nella briglia inferiore: $N_{\max} = +140 \text{ KN}$

massima azione flettente briglia inferiore: $M_{\max} = +6.6 \text{ KNm}$

massima compressione nella briglia superiore: $N_{\max} = -136 \text{ KN}$

massima azione flettente briglia superiore: $M_{\max} = +6.4 \text{ KNm}$

massima compressione nel montante: $N_{\max} = -9.0 \text{ KN}$

massima azione flettente nel montante: $M_{\max} = \pm 1.0 \text{ KNm}$

SHED:

massima compressione nel montante: $N_{\max} = -12.6 \text{ KN}$

massima azione flettente nel montante: $M_{\max} = +8.0 \text{ KNm}$

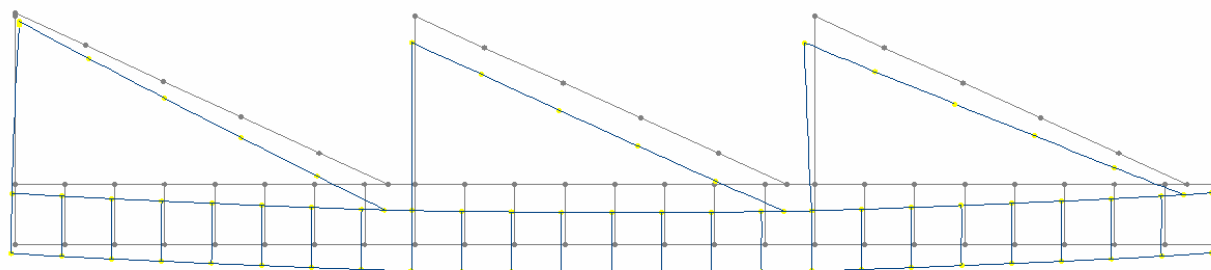
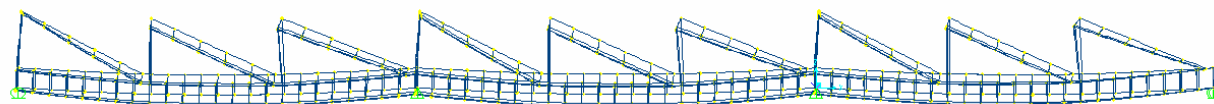
massima compressione nel diagonale: $N_{\max} = -8.7 \text{ KN}$

massima trazione nel diagonale: $N_{\max} = +11 \text{ KN}$

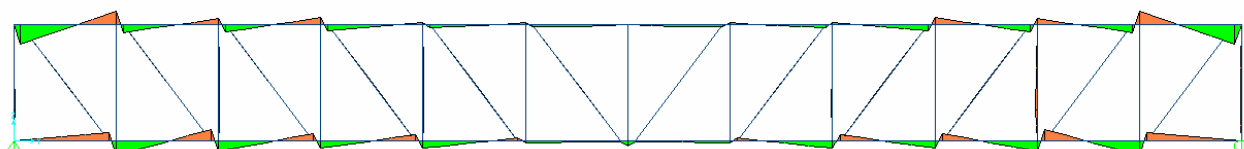
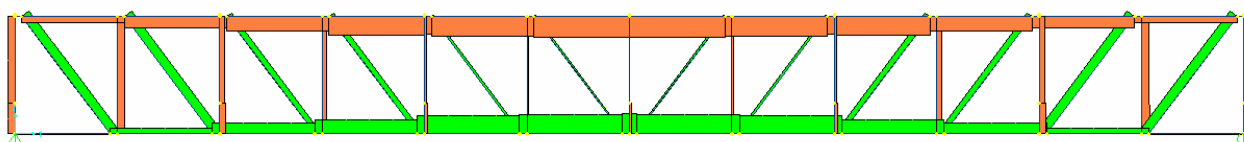
massima azione flettente nel diagonale: $M_{\max} = +10.5 \text{ KNm}$

PILASTRI:

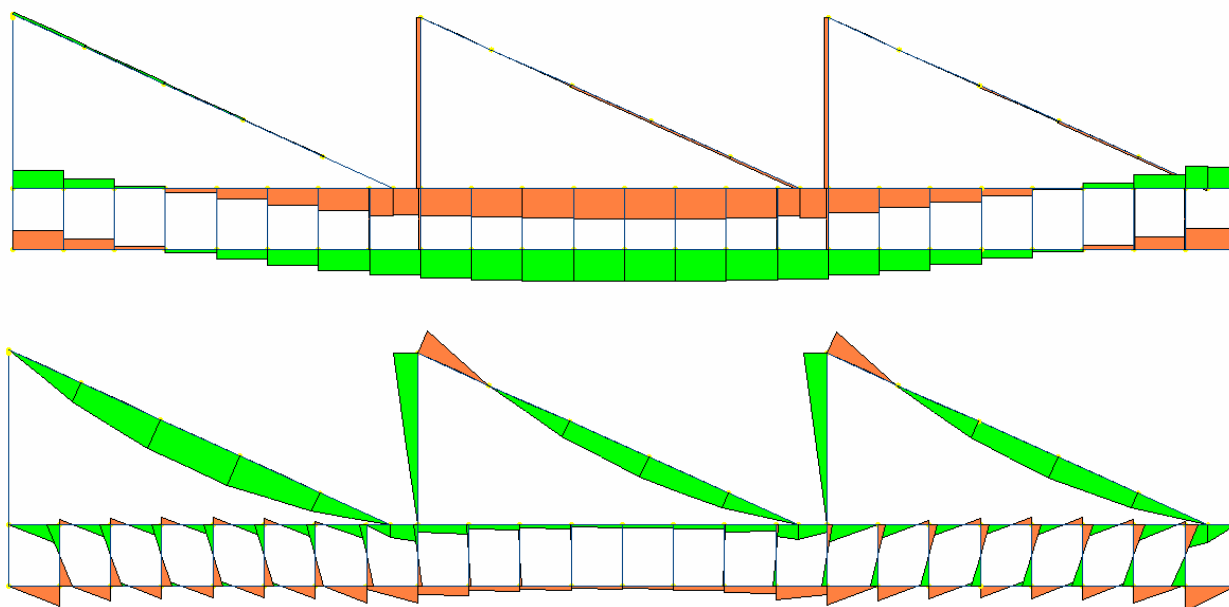
massima azione assiale (escluso p.p.) = $N_{\max} = 531.4 \text{ KN}$



Figg.26, 27. Deformata del modello per la combinazione allo SLE.



Figg.28, 29. Diagrammi dell'azione assiale e flettente nella trave principale allo SLU.



Figg.30, 31. Diagrammi dell'azione assiale e flettente nella trave secondaria e nello shed allo SLU.

Combinazione permanente allo SLU (peso proprio + Permanente):

ARCARECCI:

massima azione flettente in mezzeria: $M_{\max, x-x} = 1.0 \text{ KNm}$

$M_{\max, y-y} = 0.2 \text{ KNm}$

massima azione tagliante in appoggio: $T_{\max, x-x} = 0.5 \text{ KN}$

$T_{\max, y-y} = 1.0 \text{ KN}$

TRAVE PRINCIPALE:

massima trazione nella briglia inferiore: $N_{\max} = +371.5 \text{ KN}$

massima azione flettente briglia inferiore: $M_{\max} = \pm 12.0 \text{ KNm}$

massima compressione nella briglia superiore: $N_{\max} = -370.2 \text{ KN}$

massima azione flettente briglia superiore: $M_{\max} = \pm 17.0 \text{ KNm}$

massima compressione montanti: $N_{\max} = -147.2 \text{ KN}$

massima trazione nella diagonale: $N_{\max} = -176.0 \text{ KN}$

TRAVE SECONDARIA:

massima trazione nella briglia inferiore: $N_{\max} = +78.8 \text{ KN}$

massima azione flettente briglia inferiore: $M_{\max} = +3.8 \text{ KNm}$

massima compressione nella briglia superiore: $N_{\max} = -76 \text{ KN}$

massima azione flettente briglia superiore: $M_{\max} = +3.8 \text{ KNm}$

massima compressione nel montante: $N_{\max} = -4.6 \text{ KN}$

massima azione flettente nel montante: $M_{\max} = \pm 3.2 \text{ KNm}$



SHED:

massima compressione nel montante: $N_{\max} = -6.4 \text{ KN}$

massima azione flettente nel montante: $M_{\max} = +4.1 \text{ KNm}$

massima compressione nel diagonale: $N_{\max} = -4.1 \text{ KN}$

massima trazione nel diagonale: $N_{\max} = +5.6 \text{ KN}$

massima azione flettente nel diagonale: $M_{\max} = +5.2 \text{ KNm}$

Combinazione eccezionale allo SLE (Permanente + Variabili):

ARCARECCI:

massima freccia in mezzeria: $f_{\max} = 10.4 \text{ mm}$

TRAVE PRINCIPALE:

massima freccia in mezzeria: $f_{\max} = 41 \text{ mm}$

TRAVE SECONDARIA:

massima freccia in mezzeria: $f_{\max} = 76 \text{ mm}$



2.11. VERIFICHE STATICHE

Nel seguito sono riportate le verifiche negli elementi strutturali e nelle aste più caricate, tenuto conto delle sollecitazioni determinate precedentemente e delle caratteristiche delle sezioni determinate a seguito del rilievo in situ.

In tutte le verifiche seguenti sono stati assunti le seguenti caratteristiche del materiale e i coefficienti di sicurezza parziali di seguito riportati:

acciaio S235J

peso specifico	$\gamma = 78,5$	KN/m ³
modulo elastico	$E = 210000$	N/mm ²
modulo di poisson	$\nu = 0,3$	
modulo di elasticità tangenziale	$G = 80769$	N/mm ²
fattore di confidenza	$FC = 1,2$	
coeff. parziale per verifica di resistenza	$\gamma_{M0} = 1,05$	
coeff. parziale per verifica di instabilità	$\gamma_{M1} = 1,05$	
coeff. parziale per sezioni forate	$\gamma_{M2} = 1,25$	N/mm ²
resistenza caratteristica	$f_{yk} = 235$	

2.11.1. Verifiche della trave principale

VERIFICA BRIGLIA SUPERIORE

Il profilo che caratterizza l'asta è un doppio UPN120. I due profili sono fittamente accoppiati, come verificato in situ, per mezzo di piastre di collegamento saldate, pertanto è lecito considerarli perfettamente collaboranti ai fini della verifica di instabilità.

UPN120 - classe 1

$h =$	120	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	55	mm	<i>larghezza profilo</i>
$t =$	9	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	3		< 9
$s =$	7	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	17		< 72

PROFILO ACCOPPIATO

$A =$	3408	mm ²	<i>area della sezione</i>
$P =$	26,6	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	7350336	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo x-x</i>



$J_y =$	12228464	mm^4	<i>momento d'inerzia lungo y-y</i>
$W_x =$	122506	mm^3	<i>modulo di resistenza lungo x-x</i>
$W_y =$	128721	mm^3	<i>modulo di resistenza lungo y-y</i>
$H =$	2,00	m	<i>lunghezza totale</i>

SOLLECITAZIONE

$P_{\text{SLU}} =$	670,4	KN	<i>combinazione di carico SLU</i>
--------------------	-------	----	-----------------------------------

VERIFICA SLU A COMPRESSIONE SEMPLICE

$\sigma_{\text{max}} =$	197	N/mm^2	< 224
-------------------------	-----	-----------------	---------

VERIFICA SLU INSTABILITA'

$l_0 =$	2,00	m	<i>lunghezza libera</i>
$N_{\text{cr}} =$	3809	KN	<i>carico critico euleriano</i>
$\lambda =$	0,46	mm	<i>snellezza adimensionale</i>
$\alpha =$	0,34		<i>fattore di imperfezione</i>
$\Phi =$	0,65		
$\chi =$	0,90		<i>fattore di riduzione della resistenza</i>
$N_{\text{bRd}} =$	688	KN	<i>azione assiale resistente > 670</i>

VERIFICA BRIGLIA INFERIORE**UPN120 - classe 1**

$h =$	120	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	55	mm	<i>larghezza profilo</i>
$t =$	9	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	3		< 9
$s =$	7	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	17		< 72

PROFILO ACCOPPIATO

$A =$	3408	mm^2	<i>area della sezione</i>
$P =$	26,6	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	7350336	mm^4	<i>momento d'inerzia lungo x-x</i>
$J_y =$	12228464	mm^4	<i>momento d'inerzia lungo y-y</i>
$W_x =$	122506	mm^3	<i>modulo di resistenza lungo x-x</i>
$W_y =$	128721	mm^3	<i>modulo di resistenza lungo y-y</i>
$H =$	2,00	m	<i>lunghezza totale</i>

**SOLLECITAZIONE**

$P_{SLU} = 672,5$ KN *combinazione di carico SLU*

VERIFICA SLU A TRAZIONE SEMPLICE

$\sigma_{max} = 197,3$ N/mm² < 224

VERIFICA MONTANTE

Il profilo che caratterizza l'asta è un doppio UPN80, realizzato mediante punti di saldatura tra le anime dei profili, o in alcuni casi tra le ali del profilo in modo da realizzare uno scatolare 80x90. Si è notato che questa ultima configurazione è stata adottata nei montanti più sollecitati, disposti in prossimità degli appoggi, in modo da aumentare l'inerzia dell'asta e quindi favorirne la verifica di instabilità.

UPN80 - classe 1

$h =$	80	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	45	mm	<i>larghezza profilo</i>
$T =$	8	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	3		< 9
$S =$	6	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	13		< 72

PROFILO ACCOPPIATO

$A =$	2208	mm ²	<i>area della sezione</i>
$P =$	8,7	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	2136064	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo x-x</i>
$J_y =$	981216	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo y-y</i>
$W_x =$	53402	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo x-x</i>
$W_y =$	21805	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo y-y</i>
$H =$	2,16	m	<i>lunghezza totale</i>

SOLLECITAZIONE

$P_{SLU} = 266$ KN *combinazione di carico SLU*

VERIFICA SLU A COMPRESSIONE SEMPLICE

$\sigma_{max} = 120$ N/mm² < 187

VERIFICA SLU INSTABILITA'



$L_0 =$	2,16	m	<i>lunghezza libera</i>
$N_{cr} =$	949	KN	<i>carico critico euleriano</i>
$\lambda =$	0,74	mm	<i>snellezza adimensionale</i>
$\alpha =$	0,34		<i>fattore di imperfezione</i>
$\Phi =$	0,87		
$\chi =$	0,76		<i>fattore di riduzione della resistenza</i>
$N_{bRd} =$	313	KN	<i>azione assiale resistente > 266</i>

VERIFICA TIRANTE

L'asta è ottenuta con un piatto pieno di sezione 80x25 o 80x40. Anche in questo caso il profilo maggiore è stato utilizzato in prossimità degli appoggi, in presenza di azioni di trazione più elevate.

80x25 - classe 1

$h =$	25	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	80	mm	<i>larghezza profilo</i>
$A =$	2000	mm ²	<i>area della sezione</i>
$P =$	15,7	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	104167	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo x-x</i>
$J_y =$	1066667	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo y-y</i>
$W_x =$	8333	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo x-x</i>
$W_y =$	26667	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo y-y</i>
$H =$	2,90	m	<i>lunghezza totale</i>

SOLLECITAZIONE

$P_{SLU} =$	317,0	KN	<i>combinazione di carico SLU</i>
-------------	-------	----	-----------------------------------

VERIFICA SLU A TRAZIONE SEMPLICE

$\sigma_{max} =$	158,50	N/mm ²	< 187
------------------	--------	-------------------	-------

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

Come riportato nel paragrafo 2.10.2 la freccia della trave, sotto l'effetto dei sovraccarichi permanenti e variabili, è di 41 mm, pari a meno di 1/500 della luce ($L=24$ m), pertanto può ritenersi ampiamente accettabile.



2.11.2. Verifica della trave secondaria

VERIFICA BRIGLIA SUPERIORE

T100x100 - classe 1

$h =$	100	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	100	mm	<i>larghezza profilo</i>
$t =$	8	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	6		< 9
$s =$	6	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	17		< 72
$A =$	1352	mm ²	<i>area della sezione</i>
$P =$	10,6	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	1210179	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo x-x</i>
$J_y =$	668323	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo y-y</i>
$W_x =$	16011	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo x-x</i>
$W_y =$	13366,5	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo y-y</i>

SOLLECITAZIONE

$N_d =$	136	KN	<i>azione assiale massima</i>
$M_d =$	1,5	KNm	<i>momento flettente massimo</i>

VERIFICA SLU A COMPRESSIONE SEMPLICE

$\sigma_{\max} =$	213	N/mm ²	< 224
-------------------	-----	-------------------	---------

VERIFICA SLU INSTABILITA'

$l_0 =$	2,38	m	<i>lunghezza libera</i>
$N_{cr} =$	245	KN	<i>carico critico euleriano</i>
$\lambda =$	1,14	mm	<i>snellezza adimensionale</i>
$\alpha =$	0,49		<i>fattore di imperfezione</i>
$\Phi =$	1,38		
$\chi =$	0,46		<i>fattore di riduzione della resistenza</i>
$N_{bRd} =$	140	KN	<i>azione assiale resistente > 136</i>



VERIFICA BRIGLIA INFERIORE

T100x100 - classe 1

$h =$	100	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	100	mm	<i>larghezza profilo</i>
$t =$	8	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	6		< 9
$s =$	6	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	17		< 72
$A =$	1352	mm ²	<i>area della sezione</i>
$P =$	10,6	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	1210179	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo x-x</i>
$J_y =$	668323	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo y-y</i>
$W_x =$	16011	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo x-x</i>
$W_y =$	13366,5	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo y-y</i>

SOLLECITAZIONE

$N_d =$	140	KN	<i>azione assiale massima</i>
$M_d =$	1,6	KNm	<i>momento flettente massimo</i>

VERIFICA SLU A COMPRESSIONE SEMPLICE

$\sigma_{\max} =$	223	N/mm ²	< 224
-------------------	-----	-------------------	---------

VERIFICA MONTANTI

I montanti sono realizzati accoppiando due profili L40x40x4 con cordoni di saldatura. L'accoppiamento avviene solo nella connessione con l'anima dei correnti inferiore e superiore.

L40x40x4 - classe 1

$h =$	40	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	40	mm	<i>larghezza profilo</i>
$t =$	4	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	5		< 9
$s =$	4	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	10		< 72

PROFILO ACCOPPIATO

$A =$	620	mm ²	<i>area della sezione</i>
-------	-----	-----------------	---------------------------



$P =$	4,9	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	141800	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo x-x</i>
$J_y =$	141800	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo y-y</i>
$W_x =$	5020	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo x-x</i>
$W_y =$	5020	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo y-y</i>
$H =$	0,50	m	<i>lunghezza totale</i>

SOLLECITAZIONE

$N_d =$	9,0	KN	<i>azione assiale massima</i>
$M_d =$	1,0	KNm	<i>momento flettente massimo</i>

VERIFICA SLU A PRESSOFLESSIONE

$\sigma_{\max} =$	214	N/mm ²	< 224
-------------------	-----	-------------------	---------

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

Come riportato nel paragrafo 2.10.2 la freccia della trave, sotto l'effetto dei sovraccarichi permanenti e variabili, è di 76÷80 mm, pari a circa di 1/150 della luce ($L=12$ m). Tale valore è da ritenersi piuttosto elevato, ma come sottolineato per le strutture esistenti non sussiste l'obbligo di verifica degli Stati Limite di Esercizio. A giudizio degli scriventi, poiché l'occorrenza di un carico variabile sulla copertura è abbastanza improbabile nel corso della vita utile della stessa, si ritiene che tale verifica non infici la sicurezza e la funzionalità della struttura.

2.11.3. Verifiche degli elementi dello shed

VERIFICA DEL MONTANTE

IPE160 - classe 1

$h =$	160	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	82	mm	<i>larghezza profilo</i>
$t =$	7,4	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	6		< 9
$s =$	5	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	32		< 72
$A =$	2010	mm ²	<i>area della sezione</i>



$P =$	15,8	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	8690000	mm ⁴	<i>momento d'inerzia</i>
$W_x =$	109000	mm ³	<i>modulo di resistenza</i>

SOLLECITAZIONI

$M_d =$	8,00	KNm
$N_d =$	12,60	KN
$T_d =$	4,70	KN

VERIFICA SLU

$\sigma_{\max} =$	79,66	N/mm ²	< 187
$\tau_{\max} =$	5,88	N/mm ²	< 108
$\sigma_{id} =$	80,31	N/mm ²	< 187

VERIFICA DELLA DIAGONALE**IPE160 - classe 1**

$h =$	160	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	82	mm	<i>larghezza profilo</i>
$t =$	7,4	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	6		< 9
$s =$	5	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	32		< 72
$A =$	2010	mm ²	<i>area della sezione</i>
$P =$	15,8	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	8690000	mm ⁴	<i>momento d'inerzia</i>
$W_x =$	109000	mm ³	<i>modulo di resistenza</i>

SOLLECITAZIONI

$M_d =$	10,50	KNm
$N_d =$	8,70	KN
$T_d =$	10,80	KN

VERIFICA SLU

$\sigma_{\max} =$	100,66	N/mm ²	< 187
$\tau_{\max} =$	13,50	N/mm ²	< 108
$\sigma_{id} =$	103,34	N/mm ²	< 187



2.11.4. Verifiche degli arcarecci

PROFILO COMPOSTO PER SALDATURA - classe 1

$h =$	80	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	70	mm	<i>larghezza profilo</i>
$t =$	4	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	9		≤ 9
$s =$	8	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	10		< 72
$A =$	1136	mm ²	<i>area della sezione</i>
$P =$	8,9	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	1058219	mm ⁴	<i>momento d'inerzia</i>
$W_x =$	26456	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo x-x</i>
$W_y =$	6621	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo y-y</i>
$L =$	4,00	m	<i>luce di calcolo</i>

SOLLECITAZIONI IN CAMPATA

$M_{dx-x} =$	2,10	KNm
$M_{dy-y} =$	0,68	KNm
$T_d =$	2,10	KN

VERIFICA SLU

$\sigma_{\max} =$	182,08	N/mm ²	< 187
$\tau_{\max} =$	3,28	N/mm ²	< 108
$\sigma_{id} =$	182,17	N/mm ²	< 187

VERIFICA SLE

$f_{\max} =$	10,40	mm	$< L/250 = 16,00$	<i>freccia per l'intero sovraccarico</i>
$f_2 =$	6,00	mm	$< L/300 = 10,00$	<i>freccia per il sovraccarico variabile</i>



2.11.5. Verifiche dei pilastri

HEA240 - classe 2

$h =$	230	mm	<i>altezza profilo</i>
$b =$	240	mm	<i>larghezza profilo</i>
$t =$	12	mm	<i>spessore piattabande</i>
$b/2t =$	10		≤ 10
$s =$	7,5	mm	<i>spessore anima</i>
$h/s =$	31		< 72
$A =$	7580	mm ²	<i>area della sezione</i>
$P =$	60,3	daN/m	<i>peso proprio</i>
$J_x =$	77630000	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo x-x</i>
$J_y =$	27690000	mm ⁴	<i>momento d'inerzia lungo y-y</i>
$W_x =$	675000	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo x-x</i>
$W_y =$	231000	mm ³	<i>modulo di resistenza lungo y-y</i>
$H =$	7,50	m	<i>altezza totale</i>

SOLLECITAZIONE

$PP =$	4,52	KN	<i>peso proprio</i>
$P_{SLU} =$	531,4	KN	<i>combinazione di carico SLU</i>
$P_{SLE} =$	140,4	KN	<i>combinazione di carico SLE rara</i>

VERIFICA SLU A COMPRESSIONE SEMPLICE

$\sigma_{max} =$	70,88	N/mm ²	< 187
------------------	-------	-------------------	---------

VERIFICA SLU INSTABILITA'

$l_0 =$	7,50	m	<i>lunghezza libera</i>
$N_{cr} =$	1020	KN	<i>carico critico euleriano</i>
$\lambda =$	1,32	mm	<i>snellezza adimensionale</i>
$\alpha =$	0,34		<i>fattore di imperfezione</i>
$\Phi =$	1,56		
$\chi =$	0,42		<i>fattore di riduzione della resistenza</i>
$N_{bRd} =$	589	KN	<i>azione assiale resistente > 537 KN</i>



2.12. VERIFICA SISMICA

Nel seguito si riporta una verifica sismica semplificata della struttura in esame, tenuto conto dell'accelerazione sismica prevista per la Sardegna e dello spettro di progetto determinato al paragrafo 2.5. Si è già determinato il coefficiente di risposta sismico $S_d(T_1)$ allo SLV della struttura in oggetto, determinato come ordinata dello spettro di risposta relativo, in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura. Si ricorda che tale spettro è stato determinato avendo riguardo alle capacità dissipative di una struttura come quella in esame, per la quale la normativa suggerisce un fattore di struttura $q=2$. Il coefficiente di risposta S_d dovrà essere moltiplicato per la massa sismica (o peso sismico W), ovvero quella che verrà sollecitata dal sisma nella combinazione sismica proposta dalla normativa.

Effettueremo una verifica secondo l'analisi statica lineare, in cui l'azione sismica al piano considerato si determina come segue:

$$F_i = F_k \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

$$F_k = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

L'espressione del peso/massa sismica agli effetti della verifica suddetta si determina secondo la:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

In cui i carichi G_1 e G_2 sono i pesi propri e i sovraccarichi permanenti e i carichi Q_k sono i carichi variabili, che per il tramite del coefficiente ψ_2 (par. 2.3.) vengono computati solo per la loro quota quasi permanente. Nel caso delle coperture i variabili sono posti tutti a zero e pertanto si considerano solo i carichi permanenti.

Tenuto conto dell'estensione della copertura (88x96), dell'analisi dei carichi riportata al paragrafo 2.9. e del peso proprio della copertura, stimato in base al modello FEM realizzato, il peso sismico complessivo agente sulla copertura è di



circa 5261 KN, che si ripartisce in modo eguale tra i 36 pilastri, per un'azione di 146 KN per pilastro. Tale valore deve essere moltiplicato per il predetto coefficiente $S_d(T_1) = 0.132$ allo SLV. Tenuto conto dello schema a mensola dei pilastri si può con tale carico effettuare la verifica a pressoflessione:

SOLLECITAZIONI

$M_d =$	135	KNm
$N_d =$	146,1	KN
$T_d =$	19,29	KN

VERIFICA SLU

$\sigma_{\max} =$	219	N/mm ²	< 224
$\tau_{\max} =$	10,7	N/mm ²	< 129
$\sigma_{id} =$	220	N/mm ²	< 224



PARTE 3 – Conclusioni

A seguito delle analisi e le verifiche sopra riportate, si può constatare che la struttura in esame supera le verifiche richieste dalle normative attualmente vigenti pur avendo considerato l'ipotesi di un peso aggiuntivo da intendersi di carattere permanente (p.e. impianti sospesi, pannelli fotovoltaici, impermeabilizzazioni aggiuntive, ecc.). A tal proposito, esaminando l'esito delle suddette verifiche, è però evidente che l'intensità di sovraccarico prevista non può essere superata in alcun caso e sarebbe meglio garantire che l'accesso alla copertura avvenga solo per le esigenze manutentive. Le verifiche di deformazione in alcuni casi non sono soddisfatte pienamente secondo i moderni criteri degli Stati Limita di Servizio, ma tenuto conto della discrezionalità di giudizio su di essi e l'improbabilità di occorrenza dei carichi variabili in copertura si ritiene che le verifiche deformative possano ritenersi comunque accettabili.

Cagliari, ottobre 2010

Il Tecnico
Prof. Ing. Barbara De Nicolo



Piazza d'Armi
I-09123 Cagliari
tel. +39.070.6755406
fax +39.070.6755405

ALLEGATI