

Structural solutions adopted for the realization of the new parish complex "Gesù Maestro"

Soluzioni strutturali adottate per la realizzazione del nuovo complesso parrocchiale "Gesù Maestro"

G.L. Di Marco, E. Lo Giudice⁴, R. Mantione¹, A. Curto Pelle¹, G. Uccello¹,
G. Pontillo², C. Giglia²
V. Salamone³

¹*Studio Di Marco & Partners, Canicattì (AG), Italia*

ABSTRACT: Abstract length should be included between 100 and 150 words. The abstract should be both in English and in Italian. The paper length should be not more than 8 pages. In order to ensure uniform style throughout the volume, all the papers have to be prepared strictly according to the instructions set below. / Il sommario dovrà essere in doppia lingua (Inglese e Italiano) ed avere una lunghezza compresa tra 100 e 150 parole. La lunghezza delle memorie non dovrà essere maggiore di 8 pagine. Per assicurare uno stile uniforme in tutto il volume, tutti i documenti devono essere preparati rigorosamente secondo le istruzioni riportate nel seguito.

KEYWORDS: fibre-reinforced concrete; structural robustness; material heterogeneity / calcestruzzo fibro-rinforzato; robustezza strutturale; eterogeneità del materiale

1 INTRODUZIONE

L'intervento del Complesso parrocchiale di Gesù Maestro di Racalmuto è uno degli esiti del quinto Progetto Pilota della Conferenza Episcopale Italiana. Con l'iniziativa dei Progetti Pilota, la CEI indice periodicamente tre concorsi paralleli per nuove chiese, rispettivamente per il sud, il centro e il nord Italia, scegliendo le località fra le numerose indicazioni e richieste di diocesi e parrocchie.

Il concorso per la Chiesa di Racalmuto, unitamente a quelli per le altre due chiese, è stato bandito nel 2008 e nell'anno successivo per il sud Italia è stato indicato come vincitore il progetto presentato dall'Arch. Riccarda Rigamonti e dallo studio Negozio Blu Architetti di Torino, dal liturgista P. Tomatis e dall'artista Luisa Valentini.

L'Ufficio Beni Culturali Ecclesiastici, Arte Sacra ed Edilizia di Culto dell'Arcidiocesi di Agrigento ha curato le successive fasi di progettazione definitiva ed esecutiva conclusasi soltanto nel 2013, per poi approdare al suo appalto avvenuto nel 2016. Prima di iniziare la procedura di deposito del progetto strutturale presso l'Ufficio del Genio Civile, l'impresa ha proposto delle varianti strutturali e funzionali migliorative. In particolare, gli iniziali lavori di sbancamento e pulizia dell'aria hanno permesso di prendere in considerazione la possibilità di creare un sistema di smaltimento delle acque meteoriche

esclusivamente per gravità, svincolandosi completamente dall'ipotesi di affidarsi a un sistema di scarico per sollevamento. Ciò sarebbe stato possibile solo grazie a un innalzamento della quota del piano di fondazione del corpo della Chiesa di circa 1,00 m. A partire da questa esigenza, che comportava una revisione dell'idea progettuale delle strutture di fondazione, la variante strutturale predisposta ha permesso di intervenire su tutte le strutture in elevazione apportando un sistema organico di soluzioni tecniche e tecnologiche in grado di migliorare ulteriormente il comportamento locale e globale del complesso anche nei confronti delle azioni sismiche, che



petto Nord – fronte principale



in forza della tipologia di struttura e della funzione che essa è chiamata a svolgere, presentano uno spettro di progetto particolarmente elevato.

Naturalmente, ci si è trovati a far fronte a un importante limite rappresentato dal tetto di spesa e in funzione di ciò, si è proceduto allo studio in parallelo di più possibili soluzioni progettuali. Altro limite, non meno problematico, è stato quello di studiare soluzioni strutturali che in alcun modo andassero in contrasto con i rigidi vincoli del progetto architettonico imposti dalla CEI.

Alla fine, la proposta dell'impresa è stata accettata dai progettisti e dalla committenza e oggi la costruzione dell'intero complesso è quasi completata a meno di alcuni lavori di finitura che sono tutt'ora in corso.

2 COMPOSIZIONE ARCHITETTONICA

Le richieste organizzative e le implicazioni architettoniche di un edificio religioso, la particolare configurazione del lotto edificabile e le sue ridotte dimensioni, nonché una metodologia progettuale interessata a rapportarsi con il luogo, reinterpretando con nuovi linguaggi e tecniche le tipologie della tradizione, sono gli aspetti e i temi che hanno condizionato e guidato le scelte per il progetto della nuova Chiesa di Gesù Maestro a Racalmuto.

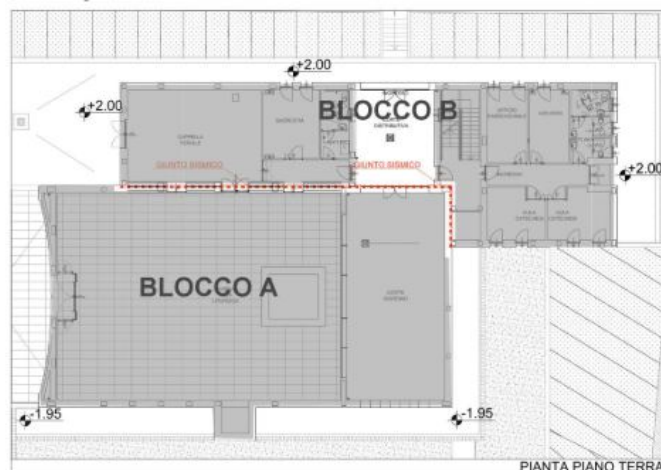
La commessa di un complesso parrocchiale prevede l'articolazione di più nuclei, riconoscibili nell'architettura e fortemente integrati fra loro: l'Aula liturgica e la Cappella feriale con la sacrestia, gli uffici, il Ministero pastorale (con aule per la catechesi e sala riunione) e la Casa canonica.

La superficie della zona edificabile interna al lotto comprensivo di future aree a verde e sport, avente dimensioni contenute hanno fatto optare per una soluzione su tre piani. Ciò ha comportato la scelta progettuale di un'architettura compatta, con l'articolazione delle attività del complesso parrocchiale su più livelli e con un parziale sbancamento del terreno per consentire l'areazione completa e l'accessibilità del livello inferiore. La quota principale (+2,81) è quella degli spazi sempre aperti al pubblico: i luoghi di culto e gli uffici. Alla quota inferiore (-1,15) si distribuiscono i locali del Ministero pastorale, mentre a quella più alta (+6,38), è collocata la Casa canonica e l'ufficio del presbitero.

Il complesso parrocchiale è costituito da due volumi. Il volume più grande, in altezza e per superficie in pianta (444 mq), di forma regolare, è destinato all'Aula liturgica e ai sottostanti locali del Ministero pastorale; su uno dei lati si stacca un piccolo oggetto che diviene all'interno una nicchia per la Madonna. Il coronamento ha una quota di 21,05 m rispetto al piano di calpestio del piano seminterrato e raggiunge con il campanile, ottenuto da un ulteriore sopraelevazione del prospetto principale, i 24,45 m.

Il volume più piccolo e basso, con una superficie di ingombro di 295 mq e un'altezza di 7,70 m ospita le altre funzioni della parrocchia. All'interno del complesso volumetrico sono ricavate due corti confinanti fra loro: nel volume maggiore la corte-giardino sulla quale si affaccia la parete di chiusura dell'Aula, costituita da una grande vetrata; fra quelli minori si dispone la corte distributiva, con l'accesso al sistema dei percorsi verticali e orizzontali (scala, ascensore e corridoi) organizzati su tre piani.

Il prospetto principale della chiesa presenta una superficie leggermente concava, più spessa ai bordi, con aperture a croce al centro e le bucatore delle campane in alto.



3 CONCEZIONE STRUTTURALE E SUE PARTICOLARITÀ

3.1 Generalità

Il progetto strutturale non ha presentato particolari difficoltà computazionali, ma certamente ha richiesto una particolare attenzione nel conciliare esigenze fondamentali per tali tipologia di opera, quali: rispetto dell'architettura, sicurezza strutturale, durabilità, risorse economiche limitate.

A tutto questo si aggiunge, vista la posizione del lotto, una situazione morfologica e idro-geologica complessa e di difficile decifrazione.

3.2 Definizione dei Corpi di fabbrica

Nel processo di progettazione strutturale del complesso, è stato logico e naturale separare il corpo A, coincidente con l'Aula liturgica, la corte-giardino e il sottostante piano seminterrato, dal corpo B, comprendente la cappella feriale e i locali del ministero, adiacente al corpo A, ma planimetricamente disassato rispetto ad esso e di altezza notevolmente inferiore. Si è quindi previsto tra il corpo A e il corpo B un giunto tecnico (sp.=5 cm) rispondente alle indicazioni presenti al § 7.2.2. delle NTC 2008. Tuttavia, per motivi tecnologici e morfologici in corrispon-

denza del giunto, i due corpi condividono le stesse strutture di fondazione pur avendo strutture in elevazione indipendenti.

3.3 Geologia ed esigenze geotecniche

L'area ricade in un ampio fondovalle compreso tra le dorsali calcaree: il "Serrone" a Sud Est e "La Montagna" a Nord/ Nord Ovest.

L'area appartiene ad un contesto caratterizzato dalla presenza di terreni miocenici ascrivibili alla Formazione Gessoso-Solfifera, strutturalmente disposti a "sinclinale": una tipica struttura a conca, con ali asimmetriche rappresentate dalle dorsali Serrone e Montagna. Il fondo di tale conca, il nucleo, è stato colmato in epoca Pliocenica da sedimenti marnosi e calcareo marnosi con frequenti intercalazioni di marne argillose e argille di colore biancastro/grigio perlaceo: a tale successione litologica localmente, ma anche nella letteratura specialistica, si dà il nome di "Trubi". Si tratta di terreni che in funzione del contenuto in CaCO_3 , variabile tra il 30% e l'80% assumono rispettivamente caratteristiche di marne, più o meno argillose, calcari marnosi o calcari veri e propri, spesso notevolmente fratturati e, in tal caso, sede di una copiosa circolazione idrica. A causa di tale variabilità le proprietà geotecniche risultano affette da una notevole dispersione. Al di sopra di essi, infine, si è nel tempo formato uno spesso strato di detriti elucolluviali di scadenti qualità geomeccaniche e riporti di terreno provenienti da altri scavi nella zona essenzialmente di tipo agrario e comunque rimaneggiato. Su questo scenario geologico si sono sovrapposte ulteriori circostanze che hanno condizionato la tipologia di fondazione da adottare. Tra esse si citano le più importanti:

A. Abbondante circolazione idrica e quota piezometrica fortemente variabile con il regime pluviometrico raggiungendo nei mesi invernali l'ipotetica quota del piano di sedime delle fondazioni del Corpo della Chiesa;

B. Lo strato più superficiale delle marne calcaree, oltre ad essere superficialmente poco compatto, si è appurato essere inclinato da monte a valle, cosicché, qualora si fosse optato verso fondazioni nastriformi esse sarebbero state incassate nelle marne soltanto su lato di monte e sul paleosuolo a valle;

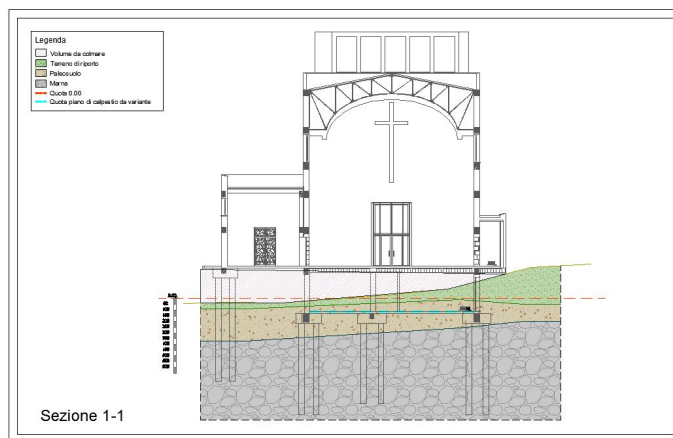
C. La necessità di porre il piano seminterrato a una quota tale da garantire l'allontanamento delle acque meteoriche per gravità raggiungendo così la fognatura urbana, comportava un ulteriore innalzamento del piano di sedime di circa un metro rispetto alla previsione progettuale iniziale, poggiando le fondazioni dell'intero complesso sui detriti alluvionali e il terreno di riporto;

D. Il corpo di fabbrica di volume minore, qualora si fosse optato per una fondazione nastriforme, avrebbe avuto come piano di sedime il terreno di rinterro del

muro di contenimento del piano seminterrato del corpo della Chiesa.

Alla luce delle seguenti osservazioni si è deciso di adottare una soluzione che ha permesso di svincolarsi dalle incertezze legate alla disomogeneità intrinseca dei litotipi riscontrati, all'inclinazione degli strati, alla situazione idrologica e alla morfologia della costruzione. Si è quindi optato per una più rassicurante fondazione di tipo indiretto per entrambi i volumi, utilizzando come strutture di fondazione dei plinti su pali collegati perimetralmente da una trave di collegamento.

Tale soluzione progettuale è risultata essere la più valida anche in riferimento all'accentuata variabilità del regime della falda freatica.



I carichi agenti sui plinti, a due, a tre e quattro pali, sono state calcolate implementando un modello strutturale F.E.M., comprensivo delle strutture di fondazione e della stratigrafia del sito. Inoltre, per tutti i pali del corpo di fabbrica B, che attraversano uno strato da 3,00 a 4,00 m di terreno di riporto si è tenuto conto dell'attrito negativo. Tale modellazione ha permesso di progettare i pali, diametro e lunghezza, funzionalmente alle continue variazioni stratigrafiche e alle sollecitazioni effettivamente gravanti su ciascuno di essi, ottimizzando e contenendo per quanto possibile i costi. In ogni caso sono stati previsti pali con lunghezza tale da raggiungere e attestarsi adeguatamente sui "Trubi", verificando la portanza di punta e laterale nell'ipotesi di condizioni

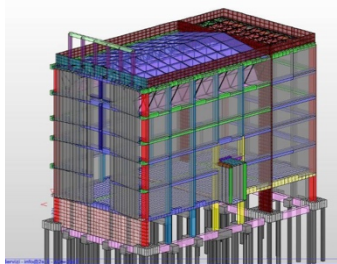


drenate e non drenate, facendo affidamento esclusivamente alla resistenza mobilitata da suddetto litotipo con numerose metodologie di calcolo (Hansen, EC7, Vesic, etc..).

3.4 Corpo A – Elementi d'interesse strutturale

Il corpo di fabbrica ha una pianta perfettamente rettangolare con dimensioni dei lati 28,10x15,40 m. Si

tratta di un volume “vuoto” a partire dalla quota 3,96 m, ossia a partire dalla quota dell’impalcato di calpestio dell’Aula liturgica. Al di sopra di tale quota le strutture portanti sono costituite dai quattro telai piani perimetrali, aventi 6 ordini di travate, poste a quote dipendenti dalle finestrazioni e da due pareti accoppiate, collegate ai due telai longitudinali e poste in corrispondenza della zona di transizione tra l’Aula liturgica e la corte-giardino, così da formare il grande portale (11,70 x 15,10 m) con trave di chiusura ad arco ellittico su cui alloggia la grande superficie vetrata raffigurante l’icona di “Gesù Maestro”.



Inferiormente all’impalcato di quota 3,96 m, due lati della costruzione, quello in adiacenza al corpo B e quello corrispondente al prospetto principale sono completamente interrati; gli altri due sono completamente a vista. Il piano seminterrato, dunque, presenta su due lati dei setti controterra, dello spessore di 30 cm, dai quali spiccano i pilastri dei telai “piani” che raggiungono il coronamento a quota 18,35 m. Nel piano seminterrato la grande luce del solaio è interrotta da un ulteriore telaio longitudinale posto a 6,00 m dal muro controterra, così da delimitare il locale da adibire a salone da quello più interno da adibire a locali tecnici.

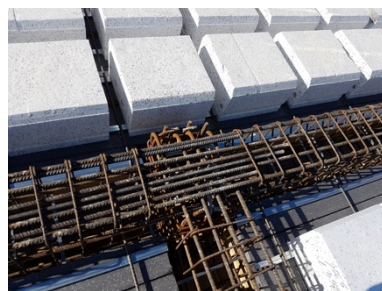


Il telaio del prospetto principale presenta un’ulteriore elevazione sino alla quota di 24 m costituita da 6 pilastri che spiccano in falso sulla travata di quota di +18,35 m, così da costituire le 5 nicchie in cui verranno alloggiate altrettante campane. La concavità del prospetto principale, è stata ottenuta realizzando degli sbalzi con solette piene agget-

tanti dalle travi del telaio piano così da costituire utile supporto alla parete muraria realizzata con blocchi di laterizio da 25 cm interrotta da pilastri in c.a. così dal limitarne la snellezza.

Al coronamento è stato posto un muretto alto 140 cm in c.a. dello spessore di 25 cm, così come previsto nel progetto architettonico e avente nella fattispecie anche la significativa funzione da confinare superiormente l’intero involucro.

L’impalcato di calpestio dell’aula liturgica posto a quota +3,96 m, costituito da 7 campi di solaio delimitati da travi alte (40x60 e 40x70 cm) e una sola trave in spessore di solaio (40x100 cm), così realizzata per esigenze architettoniche, ricadendo all’interno del futuro salone, presenta luci variabili tra i 4 e i 9,50 m. Viste le luci, la conformazione dell’ordito delle travi e i carichi accidentali previsti per tale utilizzazione, la necessità di contenere il peso proprio della struttura - grazie alle implicazioni positive che tale fattore ha sul comportamento globale della struttura - riducendo le azioni sismiche e i carichi in fondazione, si è optato per un solaio a nervatura bidirezionale



gettato in opera su pannelli-casseri in polistirene (EPS) rinforzati con profili zincati sagomati a “Z”, così da conferirgli autoportanza - in fase di getto - sino a

luci di 1,50 m. Le nervature sono poste ad interasse di 60 cm, il fondello ha larghezza di 11 cm; lo spessore complessivo del solaio è di 40 cm di cui 5 cm è quello dell’EPS all’intradosso, e 5 cm è lo spessore della caldana. L’armatura longitudinale inferiore è stata disposta sul fondello con apposizione di distanziatori di 2 cm.

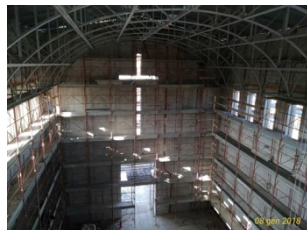
Per migliorare il comportamento statico della trave a spessore su cui si scaricano parzialmente quattro campi di solaio, si è deciso di adottare un sistema di coazioni interne tramite precompressione a cavi post-tesi.

Per la copertura dell’Aula è stata realizzata una struttura mista acciaio - calcestruzzo, composta da incavallature del tipo reticolare poste a interasse di 2,50 m circa aventi briglie superiori conformate a due falde con inclinazione di 10° e briglie inferiori conformate a volta, con elementi calandrati così da divenire supporto diretto alla controsoffittatura realizzare con pannelli in MDF fonoassorbenti. Le briglie superiori sono costituite da profili UPN 80 accoppiati, mentre per le briglie inferiori, le diagonali e i puntoni sono state realizzate con profili Angolari LU 50x5 e 50x6 accoppiati. Le incavallature sono state



ancorate sulle travate di coronamento in modo alternato in corrispondenza delle pilastrate della mezzera della campata di ciascuna trave, tramite tirafondi annegati in fase di getto nel calcestruzzo. Le travi reticolari sono collegate inferiormente e superiormente, in corrispondenza di ciascun nodo, da una serie di arcarecci costituiti da 2 profili LU 50x5.

Sulle travi è stata fissata, tramite chiodatura diffusa, una lamiera grecata tipo HI Bond A55 - P770 G6 dello spessore di 8/10 mm, ad aderenza migliorata con nervature dirette perpendicolarmente alle travi di appoggio. Posta in opera una rete elettrosaldata Ø5 20x20 cm, è stata collegata alla trave di coronamento tramite delle moiette inghisate alla stessa, quindi è stato effettuato il getto di calcestruzzo realizzando una caldana dello spessore di 5 cm. L'obiettivo è stato quello di rendere la soletta di copertura, quanto più possibile, solidale alla struttura di coronamento favorendo il comportamento scatolare dell'involucro edilizio.



Per l'analisi della risposta della struttura per *combinazioni di carico sismiche* si è utilizzata l'analisi lineare dinamica con fattore di struttura $q=1,5$. In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro elastico ridotto.

Le non linearità geometriche sono state prese in considerazione, quando necessario, attraverso il fattore θ , incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$ per θ è compreso tra 0.1 e 0.2.

Per la realizzazione di tutte le strutture in elevazione, solai compresi, è stato utilizzato un calcestruzzo di classe C28/35 con diametro max degli inerti di 20 mm e consistenza S4. Coerentemente alla classe di esposizione XC2 è stato adottato un copriferro di 30

mm per tutti gli elementi strutturali, superiore alle indicazioni in merito fornite dalle NTC 2008, a conferma della particolare attenzione attribuita alla durabilità.



4 TRAVATA A SPESSORE PRECOMPRESSA

La travata trasversale a due campate dell'impalcato dell'aula liturgica, necessariamente a spessore per i

motivi architettonici anzidetti e con larghezza imposta dalle limitazioni geometriche indicate nelle NTC 2008 (§ 7.4.6.1.1.), ha dimensione 90x40 cm e quindi capacità resistente inadeguata a sostenere l'aliquota di carico dei quattro campi di solaio a nervature bidirezionale che su di essa gravano.

La soluzione progettuale adottata per dare soluzione al problema statico è stata quella di applicare alla travata una precompressione a "cavo concordante", con armature post-tese non aderenti (unbonded tendons).

Le dimensioni della trave hanno permesso di alloggiare otto trefoli viplati e ingrassati con guaina HDPE da 15,2 mm (con $f_{ptk}=1860 \text{ N/mm}^2$; $f_{p(1)k}=1670 \text{ N/mm}^2$, $p_{tk}=260 \text{ KN}$) con ancoraggio alle due teste con dispositivi brevettati TTM di tipo attivo non aderente, rivestiti completamente di politilene. Sul lato passivo il sistema ricadendo all'interno della soletta inferiore della Cappella della Madonna a sbalzo rispetto all'edificio, è stato annegato nel getto di calcestruzzo.

Nei sistemi iperstatici la preventiva determinazione dei carichi equivalenti è indispensabile per definire le caratteristiche di sollecitazione e, da esse, le tensioni prodotte dalla coazione artificiale. Il sistema equivalente permette di trattare la precompressione come una serie di carichi distribuiti lungo la trave e forze oblique sulle testate. La pressione che il cavo esercita sulla trave, equivalente a una forza uniformemente distribuita per l'intera sua lunghezza, dipende, a parità del tiro N , dal raggio di curvatura del cavo. Assunto una legge di andamento del cavo con curvatura costante di tipo quadratica, si ottiene che il carico ripartito è uguale a $q=N8f/L^2$.

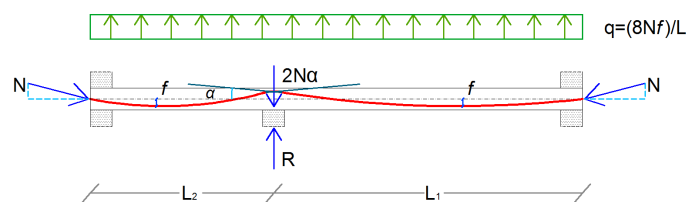
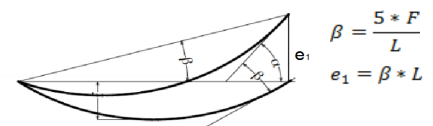


Figura 1 – Sistema di carichi equivalenti alla precompressione

Inoltre si è voluto progettare un tracciato del cavo, tale da annullare le reazioni iperstatiche senza però alterare il sistema equivalente, ossia un tracciato coincidente con la linea delle pressioni e perciò detto "cavo concordante".

Si è proceduto quindi al calcolo della reazione R (incognita iperstatica) eguagliandola alla reazione equivalente alla precompressione; si è calcolata l'inclinazione dell'angolo β del cavo tale da annullare la reazione R del cavo e l'eccentricità e_1 ossia la distanza verticale del cavo nell'appoggio centrale.

Infine si è tracciato l'esecutivo del tracciato curvilineo del cavo.



Complessivamente, la somma di tali contributi è pari a $\Delta N = 21.275$ kg. In definitiva il tiro da applicare ai trefoli è stato calcolato in 136.275 kg. La sezione geometrica della trave ha permesso di alloggiare

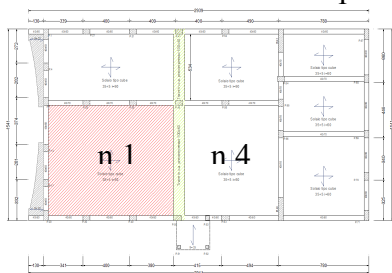
comodamente 8 trefoli in linea. Dunque verificato il rispetto dei criteri di sicurezza previsti dal §il tiro applicato a ciascuno di essi è stato pari a 17.000 kg. La verifica eseguita allo SLE a fessurazione secondo quanto previsto al paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2008 ha permesso di appurare che il valore limite di apertura delle fessure è per qualsiasi combinazione SLE minore del limite w_l pari a 0,2 mm, infatti nella combinazione più gravosa allo SLE la massima ampiezza dell'apertura è pari a 0.08 mm.

5 SOLAIO A NERVATURE BIDIREZIONALI E PROVA DI CARICO



La tecnologia di realizzazione del campo di solaio dell'Aula liturgica, sfruttando pannelli-casseri in polistirene (EPS) con nervature bidirezionali, ha permes-

so, con costi contenuti, di ottenere un solaio strutturalmente molto performante. Dalla teoria delle piastre è noto come tale tipologia di orizzontamento consente un migliore sfruttamento delle caratteristiche di resistenza del solaio, che viene calcolato in funzione del suo reale comportamento statico e non con la semplice schematizzazione "a trave" dei solai monodirezionali. La bidirezionalità delle nervature, per rapporti tra le luci dei campi di solaio minore di 1,7 e prossimi a 1 - come per i solai di luce più impegnativa (n.1 e n.4) - consente: da una parte, la ripartizione dei carichi su tutte le travi dell'impalcato longitudinali e trasversali, dall'altra, la collaborazione attiva delle nervature mutuamente ortogonali nell'assorbire le sollecitazioni flettenti indotte dai carichi che su ciascun campo insistono.



Di tale prerogativa dei solai bidirezionali non ne giovano soltanto i singoli campi di solaio, mostrando una considerevole rigidezza e una mag-

giore capacità resistente, ma anche la struttura nella sua globalità. Perde di significato la distinzione in travi principali e travi di collegamento: tutte le travi costituiscono un reticolo di elementi dimensionati con capacità resistenti confrontabili evitando congestioni di armature. Da ciò discende un vantaggio anche per il dimensionamento dei pilastri con il criterio della gerarchia delle resistenze, ottenendo momenti resistenti dei pilastri più contenuti. Infine tale tipologia di solai permette una migliore trasmissione delle forze ai telai, rispondendo, in merito a tale

aspetto, a un'esplicita richiesta delle NTC 2008 (v. §7.3.6.1).

Il calcolo delle armature dell'intero solaio è stato eseguito attraverso codice di calcolo implementando in un modello numerico il graticcio di nervature ortogonali (elementi beam) ad interasse di 60 cm e di sezione a T con anima 11x30 cm e ala di dimensioni 60x5 cm. Per quanto concerne l'apposizione dei vincoli, si sono fatte due ipotesi: la prima simulando l'azione di vincolo delle travi perimetrali nei confronti delle nervature come quella di un incastro perfetto e quella delle travi interne come degli appoggi intermedi, la seconda, ipotizzando anche per i vincoli esterni un comportamento di semplice appoggio. Inoltre per ciascun ipotesi di vincolo sono state simulate numerose disposizioni dei carichi. L'involuppo di tutte le soluzioni ha permesso di tenere in conto per ciascuna sezione, lo stato di sollecitazione più gravoso e ha permesso di effettuare un dimensionamento certamente a favore di sicurezza.

E' stata calcolata la larghezza delle fasce piene, presente in tutti i campi e in tutte le direzioni, sono state dimensionate le armature inferiori e quelle superiori agli appoggi, sono state effettuate le verifiche allo SLU di tutte le sezioni critiche. Nella disposizione delle armature si sono seguite tutte le indicazioni delle normative passate (D.M 92-96) e di quelle vigenti, oltre a tutti gli accorgimenti suggeriti dalle regole della buona pratica costruttiva.

Il risultato è stato eccellente, sia dal punto di vista tecnologico che strutturale!



Nella fase di presa e indurimento della miscela di calcestruzzo, nonostante le elevate temperature ambientali del periodo, si è notato l'effetto benefico nelle fasi di presa e di indurimento del

calcestruzzo del cassero in EPS, che diversamente dal supporto in laterizio, non esercita alcuna azione di assorbimento dell'acqua d'impasto.

L'autoportanza dei pannelli e la loro assoluta leggerezza hanno facilitato tutte le fasi preliminari di montaggio. Le armature filanti sono state inserite nel fondello previo inserimento di distanziatori da 2 cm. La risposta statica del campo di solaio di maggiori dimensioni (n.1 9x10 m) e della trave a spessore precompressa su cui lo stesso scarica su un lato, è stata analizzata attraverso una prova di carico eseguita prima della messa in opera del massetto dal laboratorio autorizzato Dismat srl.

Particolare attenzione è stata posta nella predisposizione della prova, studiando il carico equivalente di prova e la sua disposizione nonché la strumentazione di misura. Si sono infatti adottati due sistemi di misura assolutamente indipendenti: il primo, di tipo diretto misurante gli spostamenti verticali tramite tra-

sduttori di tipo potenziometrico, il secondo, indiretto, facente ricorso alla tecnica inclinometrica. Tale ultima metodologia permette di risalire all'inflessione del campo di solaio attraverso l'acquisizione delle rotazioni di alcune sezioni significative e all'elaborazione di tali dati facendo ricorso alla teoria dell'equazione differenziale della linea elastica. Come il metodo facente uso dei trasduttori di spostamento, anche il metodo inclinometrico permette di analizzare in tempo reale l'evolversi del comportamento flessionale dell'opera, sotto l'effetto del carico applicato.

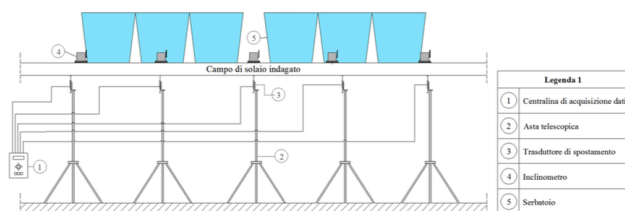
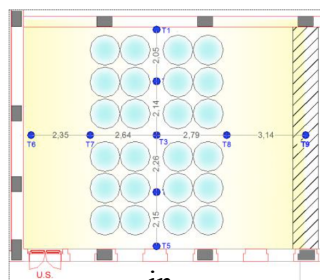


Figura 8. Schema prova di carico con vasche e sistemi di rilevazione delle inflessioni e delle rotazioni

La decisione di eseguire la prova con due metodologie di misura, funzionalmente indipendenti, è stata voluta oltre che per ottenere un mutuo controllo dei risultati, anche per testare l'efficacia del metodo inclinometrico – già ampiamente utilizzato nel caso di impalcati da ponte - per la misura di piccolissimi spostamenti come quelli attesi nel caso in studio. L'affidabilità delle due metodologie è strettamente legata alla precisione dei sensori utilizzati. Nel caso in esame sono stati utilizzati trasduttori di spostamento di tipo potenziometrico Novotechnik con corsa di 50 mm e accuratezza di 0.01mm, e trasduttori inclinometrici con risoluzione pari a 0,001° in un range di misura di $\pm 1^\circ$.



Si sono utilizzati 9 trasduttori di spostamento e 9 inclinometri; i primi sono stati disposti nel piano seminterrato, posizionandoli lungo i due assi ortogonali di simmetria del campo di solaio in corrispondenza delle estremità,

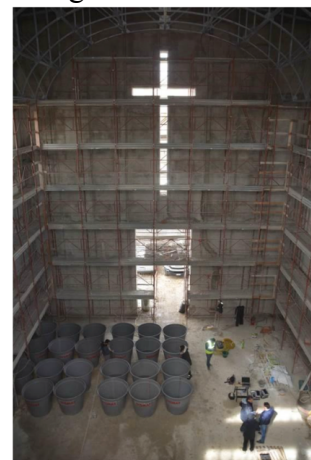
del punto centrale e dei punti posti a $\frac{1}{4}$ e $\frac{3}{4}$ delle rispettive luci. Analogamente gli inclinometri, sono stati posti nelle omologhe posizioni, ma sulla superficie estradossale del solaio.

Il carico equivalente di prova è stato determinato, in modo da indurre sul solaio in studio le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche rare, ossia quelle generate dall'applicazione del carico accidentale (cat. C2), pari a 400 kg/m^2 e quello permanente, pari a 150 kg/m^2 , per un carico totale di 550 kg/m^2 esteso sull'intero campo di solaio.

Si sono quindi analizzati i risultati mediante lo studio di un Modello FEM dell'impalcato, lo stesso utilizzato per il calcolo, nell'ipotesi che i vincoli di estremità delle nervature siano di tipo a incastro.

Tale ipotesi di vincolo, apparentemente a sfavore di sicurezza, si è rilevata - a valle dell'analisi dei risultati - corretta e appropriata. Avendo fissato un'area di carico pari a $520 \times 850 \text{ cm}$, funzionale all'ingombro dei recipienti a disposizione, il carico di prova equivalente risulta essere pari a 600 kg/m^2 .

La prova è stata eseguita disponendo all'interno dell'area di prova 24 recipienti da 1000 l/cadauno, cioè un carico uniformemente ripartito pari a 524 kg/mq , inferiore al carico equivalente anzidetto, ma comunque idoneo per testare il comportamento del solaio. Si è dunque eseguita la prova dividendo la fase di carico in 5 steps uguali. Ad ogni incremento del carico, dopo un periodo di stabilizzazione, sono state effettuate le letture dei due sistemi di misura e attraverso software dedicato in tempo reale si sono apprezzate le deformate nelle due direzioni.



5.1.1 Risultati della prova

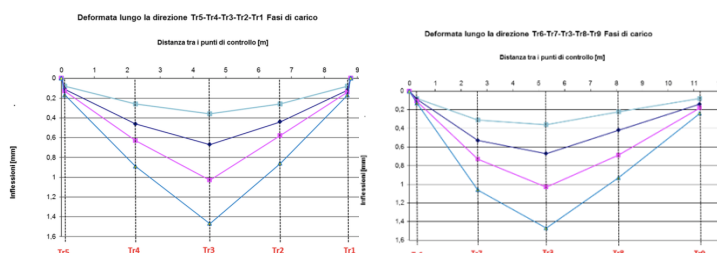


Figura 2 – Deformate al variare del carico nelle due direzioni registrate tramite trasduttori di spostamento

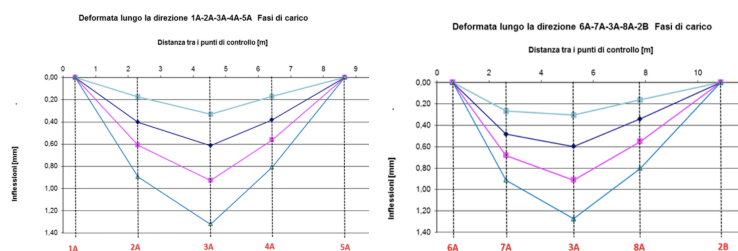


Figura 3 – Deformate al variare del carico nelle due direzioni costruite dall'elaborazioni dei dati inclinometrici

L'elaborazione delle misure effettuate nella fase di carico mostrano come nella direzione 1-5, il campo di solaio assume una deformata simmetrica rispetto all'asse di mezzeria al variare degli incrementi di carico con spostamenti proporzionali ai carichi.

Nella direzione 6-9, le deformate tracciate al variare del carico non sono perfettamente simmetriche rispetto alla mezzeria e ciò perché risentono della diversa rigidità delle travi di estremità e in particolare della trave a spessore precompresso su cui scaricano i cui cedimenti sono letti dal trasduttore Tr9.

La freccia massima registrata in corrispondenza del trasduttore centrale Tr3 è pari a 1,47 mm.

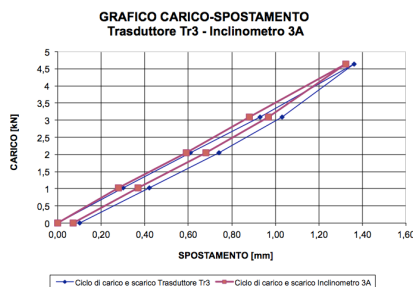
Le deformate ottenute dall'elaborazione delle misure acquisite dagli inclinometri, rivelano un comportamento del campo di solaio qualitativamente analogo a quello rilevato con il primo sistema di misura, ma in questo caso la freccia massima risulta essere pari 1,30 mm, non risentendo

dell'abbassamento delle travi di appoggio.

Si è proceduto alla comparazione tra i risultati teorici, calcolati ipotizzando agente il carico di prova e la sua effettiva collocazione e quelli sperimentali.

Da tale studio si evince come la freccia teorica risulta addirittura superiore (+21%) a quella sperimentale. Le motivazioni di tale differenza sono certamente imputabili al contributo benefico della continuità strutturale offerta dalla caldana e del suo spessore che in realtà si è verificato essere di 6 cm anziché 5 cm come da progetto.

La perfetta linearità della risposta deformativa in fase di carico e la ridottissima freccia residua (0,1 mm) costituiscono ulteriori informazioni rassicuranti sull'idoneità del solaio a sopportare i carichi indicati dalla norma rispondendo secondo le previsioni progettuali.



Si ringrazia l'Impresa Civiesse srl nella persona del Dott. Vincenzo Salamone per la passione, lo spirito propositivo e la disponibilità profusi anche nei momenti più difficili della complessa fase realizzativa.

Si ringrazia Mons. Diego Martorana per la fiducia accordataci.

6 CONCLUSIONI

L'adozione di alcune soluzioni tecniche per risolvere problemi strutturali locali hanno permesso di ottenere un miglioramento significativo della risposta globale dell'intera struttura. Un'accurata progettazione quale quella inerente il solaio dell'aula liturgica e la trave a spessore trasversale su cui parzialmente scarica, precompressa con sistema a cavi scorrevoli, ha trovato nei risultati della prova di carico ampia conferma delle assunzioni fatte in fase di calcolo.

7 RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano l'arch. R. Rigamonti, l'arch. P. Gatti e lo studio Negozio Blu Architetti (Torino) per i elaborati grafici architettonici messa a disposizione per la realizzazione del seguente articolo e per la collaborazione offerta in fase di esecuzione.

Si ringraziano gli Ingg.ri Agostino Curto Pelle, Roberta Mantione e Giovanni Uccello, assistenti alla D.L., per l'elevato grado di professionalità mostrato nell'assolvere i compiti loro affidati.