



COMUNE DI PALERMO
Settore Centro Storico



COMUNE DI PALERMO
Settore Città Storica



COMUNE DI PALERMO
Settore Città Storica

Vista la verifica del 21 giugno 2013, si esprime **Parere Tecnico favorevole**, ai sensi dell'art. 5 comma 3 della L.R. 12/2011, con contestuale atto n. 18/2013/CS del 20 dicembre 2013.

Visto il **Parere Tecnico** n. 18/2013/CS del 20/12/ 2013, si **valida il lotto A** del progetto esecutivo ai sensi dell'art. 55 del DPR 207/2010 con contestuale atto n. 04/2013/CS del 20/12/2013.

7 DIC. 2013

Il R.U.P.
Ing. Tonino Martelli

20 DIC. 2013

Il R.U.P.
Ing. Tonino Martelli

INTERVENTI URGENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA E IL MIGLIORAMENTO STATICO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLO SPASIMO

PROGETTO ESECUTIVO

TAV.	4
ALL.	
DATA	Giugno-12

ELABORATO
Relazione generale sugli interventi strutturali

SCALA	



COMUNE DI PALERMO
Settore Città Storica

IL R.U.P.

I PROGETTISTI
Ing. Giuseppe Di Marzo

Visto il **Parere Tecnico** n. 18/2013/CS del 20/12/ 2013, si **valida il lotto C** del progetto esecutivo ai sensi dell'art. 26 del D. lgs. 50/2016 con contestuale atto n. 1798749/CS del 28/10/2016.

Ing. Tonino Martelli

Arch. Lorella Cacciatore



28 OTT. 2016

Il R.U.P.
Ing. Tonino Martelli

Visto:

Il Dirigente Servizio II OO.PP.

Relazione Generale sugli interventi Strutturali

I. Premesse

La presente relazione si prefigge lo scopo di descrivere l'insieme degli interventi che si sono programmati per l'intero complesso e l'approccio metodologico che si è utilizzato per la risoluzione dei problemi di natura strutturale che si sono dovuti affrontare, rimandando per gli aspetti di dettaglio alle relazioni specifiche e di calcolo allegate ad ogni singolo intervento. Trattando di una costruzione esistente si sono utilizzate le indicazioni di cui al punto 8 del Nuovo Testo sulle Costruzioni di cui al D.M. Industria del 14 gennaio 2008.

La normativa impone di effettuare con determinate modalità alcuni tipi di verifiche, differenziandole nel caso si tratti di edifici di nuova costruzione o già esistenti, situati in zona sismica o meno. Per gli edifici in muratura, per la salvaguardia ed il miglioramento strutturale, più che per altre tipologie, conta l'esperienza e il buon senso del progettista e del tecnico incaricato del ripristino strutturale.

L'inquadramento della tipologia di intervento viene definita al punto 8.4.3 delle NTC, si ritiene in base all'incarico ricevuto che il risanamento statico sia da considerare come "...riparazione o interventi locali che interessano elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti", pertanto il progetto e la valutazione della sicurezza sono state riferite a porzioni limitate della costruzione. Tutti gli interventi strutturali, rispetto alla situazione precedente alle modifiche e al degrado, non producono modifiche del sistema statico e dinamico in studio, ma migliorano o adeguano alla vigente normativa singoli elementi preesistenti.

L'approfondimento del rilievo ha poi riguardato alcune strutture più accessibili a cui si è applicata una metodologia diagnostica per pervenire, attraverso la valutazione comparata ed integrata dei risultati delle diverse indagini svolte in sito, alla valutazione dell'efficienza della struttura e quindi alla definizione delle priorità d'intervento.

La difficoltà insita nella modellazione e nel calcolo degli edifici in muratura consiste nel fatto che si ha a che fare con un materiale assolutamente non isotropo, scarsamente omogeneo e con caratteristiche di elasticità e resistenza difficilmente valutabili e comunque molto aleatorie.

L'edificio in muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale costituita da singoli sistemi resistenti collegati tra di loro e le fondazioni e disposti in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

Detti sistemi sono:

- a) muri sollecitati prevalentemente da azioni verticali;
- b) muri sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali;
- c) solai piani.

Ai fini di un adeguato comportamento statico dell'edificio, tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento.

Occorre inoltre assicurare che i solai possano, per resistenza e rigidezza, assolvere il compito di ripartire le azioni orizzontali fra i muri di controventamento.

Tenendo conto di ciò per i solai si è generalmente previsto un cordolo in acciaio con la duplice funzione di assorbire i carichi verticali provenienti dal solaio stesso e quella di ammorsare le murature laterali.

Tutti i muri saranno collegati al livello dei solai mediante cordoli e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali.

In base al punto 8.7.4 del NTC bisogna porre attenzione tre punti fondamentali:

Miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti o tra copertura e pareti e fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate.

Riduzione o eliminazione delle spinte non contrastate di coperture archi e volte;

Rafforzamento delle pareti attorno alle aperture.

Questi accorgimenti nelle varie parti del complesso studiato sono state opportunamente valutate con sistemi strutturali semplici e con materiali compatibili.

2. Normativa

Come detto la normativa con cui si è operato è il D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni e successive modifiche ed integrazioni

Per l'intervento si è prestata attenzione ad alcuni punti della normativa in funzione degli elementi strutturali considerati.

Per la tipologia dei solai utilizzati, in legno con cappa collaborante a mezzo di connettori, la larghezza di soletta collaborante con la trave di legno è definita in accordo alla predetta normativa in uno alla Norma UNI EN 1994 “Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”; ed è pari ad un quarto della luce, in ogni caso tale dimensione non può superare l’interasse fra le travi.

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, sono prese dalla UNI EN 1992 “Eurocodice 2”; l’equivalenza con le classi Rck dalla UNI ENV 206 ” Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

Classe	Resistenza cilindrica caratteristica	Modulo di elasticità	Peso specifico
fck [N/mm ²]	Ecm [N/mm ²]	rc [kN/m ³]	
C12/15 - Rck15	12	26000	25
C16/20 - Rck20	16	27500	25
C20/25 - Rck25	20	29000	25
C25/30 - Rck30	25	30500	25
C28/35 - Rck35	28	31500	25
C30/37 - Rck37	30	32000	25
C32/40 - Rck40	32	32500	25
C35/45 - Rck45	35	33500	25
C40/50 - Rck50	40	35000	25
C45/55 - Rck55	45	36000	25
C50/60 - Rck60	50	37000	25

I carichi (pesi propri e carichi accidentali) sono presi dal D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”

Le caratteristiche meccaniche del legno sono prese da:

- per le conifere ed il pioppo (classi C) dalla UNI EN 338 “Legno strutturale - Classi di resistenza”; per alcune di queste viene data l’equivalenza con la DIN 4074 (classi S);
- per le latifoglie (classe D) dalla UNI EN 338 “Legno strutturale - Classi di resistenza”;
- per il legno lamellare incollato dalla UNI EN 1194 “Strutture di legno - Legno lamellare incollato - Classi di resistenza e determinazione dei valori caratteristici” per queste viene data l’equivalenza con la DIN 1052 (BS);

- per il legno massiccio cresciuto in Italia dalla UNI 11035; tuttavia per le querce caducifoglie cresciute in Italia, a meno che non si proceda ad una corretta classificazione, nel calcolo è prudente utilizzare la classe D30.

Il peso specifico è preso dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

La classificazione del legno è stata la seguente:

Normativa	Classe	Resistenza caratteristica a flessione	Resistenza caratteristica a trazione	Resistenza caratteristica a taglio	Modulo di elasticità caratteristico	Peso specifico medio
f_{mk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{vk} [N/mm ²]	E_{Ok} [N/mm ²]	r_m [kN/m ³]		
EN 338 DIN 4074	C16 S7	16	10	1,8	8000	3,70
EN 338	C18	18	11	2,0	9000	3,80
EN 338	C22	22	13	2,4	10000	4,10
EN 338 DIN 4074	C24 S10	24	14	2,5	11000	4,20
EN 338	C27	27	16	2,8	12000	4,50
EN 338 DIN 4074	C30 S13	30	18	3,0	12000	4,60
EN 338	C35	35	21	3,4	13000	4,80
EN 338	C40	40	24	3,8	14000	5,00
EN 338	D30	30	18	3,0	10000	6,40
EN 1194 DIN 1052	GL24h B5 11	24	16,5	2,7	11600	4,20
EN 1194 DIN 1052	GL28h B5 14	28	19,5	3,2	12600	4,60
EN 1194 DIN 1052	GL32h B5 16	32	22,5	3,8	13700	5,00
EN 1194 DIN 1052	GL36h B5 18	36	26	4,3	14700	5,50
UNI 11035	Abete nord S1	29	17	3,0	12000	4,15
UNI 11035	Abete nord S2	23	14	2,5	10500	4,15
UNI 11035	Abete nord S3	17	10	1,9	9500	4,15
UNI 11035	Abete centro sud S1	32	19	3,2	11000	3,05
UNI 11035	Abete centro sud S2	28	17	2,9	10000	3,05
UNI 11035	Abete centro sud S3	21	13	2,3	9500	3,05
UNI 11035	Lance nord S1	42	25	4,0	13000	6,00
UNI 11035	Lance nord S2	32	19	3,2	12000	6,00
UNI 11035	Lance nord S3	26	16	2,7	11500	6,00
UNI 11035	Douglasia S1	40	24	4,0	14000	4,35
UNI 11035	Douglasia S2/S3	23	14	3,4	12500	4,55

UNI 11035	Altre conifere S1	33	20	3,3	12300	5,75
UNI 11035	Altre conifere S2	26	16	2,7	11400	5,75
UNI 11035	Altre conifere S3	22	13	2,4	10500	5,75
UNI 11035	Castagno S	28	17	2,0	11000	5,50
UNI 11035	Querce caducifoglie S	42	25	4,0	12000	8,25
UNI 11035	Pioppo e ontano S	26	16	2,7	8000	4,60
UNI 11035	Altre latifoglie S	27	16	2,0	11500	5,60

Le caratteristiche meccaniche della connessione (intesa come insieme viti - ramponi - piolo, considerando anche la resistenza e rigidità di contatto connettore - legno e connettore - calcestruzzo) sono quelle desumibili dalle prove meccaniche appositamente eseguite da aziende specializzate e precisamente (valori riferiti al singolo connettore):

Tipo connettore	Resistenza f_k caratteristica	Rigidità K_u in esercizio	Rigidità K_u ultima
Fk [N]	K_{ser} [N/mm]	K_u [N/mm]	
BASE sulla trave	20900	17200	7410
BASE su tavolato 2cm	14190	2740	1730
BASE su tavolato 4cm	9760	1330	970
MAXI sulla trave	24250	17200	7410
MAXI su tavolato 2cm	19630	6800	3270
MAXI su tavolato 4cm	17100	3230	2410

Per il calcolo dei solai lignei sono stati utilizzati i coefficienti proposti dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" così come integrato dal D.M. 06/05/2008 "Integrazione al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle nuove «Norme tecniche per le costruzioni»":

$gG1 = 1,30$	coefficiente di sicurezza sui carichi permanenti strutturali
$gG2 = 1,50$	coefficiente di sicurezza sui carichi perm. non strutturali
$gQ = 1,50$	coefficiente di sicurezza sui carichi variabili
$g_{m,c} = 1,50$	coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo
$g_{m,l} = 1,50 / 1,45$	coeff. di sicurezza sul legno massiccio/legno lamellare
$g_{m,conn} = 1,50$	coefficiente di sicurezza sulla connessione

3. Strutture orizzontali

Il degrado dei solai lignei ha origine essenzialmente dalla marcescenza delle teste delle travi, che ne provoca la fuoriuscita dalla muratura con conseguente rottura e crollo dell'intero impalcato. Altri fenomeni sono legati all'attacco biologico di funghi, insetti e

roditori, che riducono la consistenza della materia, provocandone lo sfibramento e lo sfarinamento. Inoltre l'insufficienza e il sottodimensionamento degli elementi costituenti, insieme alle infiltrazioni di acqua dalle coperture e alla presenza di umidità nella muratura, producono imbarcamenti, torsioni e sconnessioni, fino ad arrivare a cedimenti e crolli.

Alcuni dei solai lignei esistenti esigono spesso interventi di rinforzo ed irrigidimento in quanto realizzati per sopportare carichi modesti; presentano quasi sempre deformabilità eccessiva rispetto alle attuali esigenze. I nuovi solai di legno, per essere abbastanza resistenti e rigidi, necessitano di sezioni di travi elevate. In entrambi i casi è possibile sovrapporre alla struttura esistente una sottile soletta di calcestruzzo, adeguatamente armata e connessa, ottenendo per i solai un cospicuo aumento di resistenza, rigidità e permettendo sezioni decisamente più modeste alle travi dei nuovi solai. L'interposizione dei connettori a piolo e ramponi tra le travi di legno e la soletta di calcestruzzo è necessaria per consentire ai due materiali di collaborare tra loro; il risultato è una struttura solidale dove, per effetto dei carichi verticali, il calcestruzzo risulta prevalentemente compresso ed il legno prevalentemente teso. La struttura mista legno-calcestruzzo risulta migliore rispetto alla struttura di solo legno in quanto più rigida e resistente ne risulterà migliorato anche il comportamento dinamico (vibrazioni) e l'isolamento acustico. La soletta di calcestruzzo rappresenta un ottimo accorgimento tecnico negli edifici di muratura in zona sismica, in quanto consente di collegare fra di loro i muri portanti realizzando un piano rigido in grado di meglio ripartire le azioni sismiche orizzontali. Il sistema scelto è un solaio a semplice orditura con connettori posti ad interasse costante ma in funzione delle sollecitazioni. Si sono considerati come sovraccarichi quelli dettati dalla NTC tab 3.1.II cat. B2 uffici aperti al pubblico con carico permanente di $3,00 \text{ KN/m}^2$.

I cordoli studiati e pensati per il posizionamento sulle murature sono di due tipologie:

1. Trave UPN 180, inghisata sulla muratura portante ed incassata nella muratura. L'ancoraggio di queste travi verrà eseguito o mediante tasselli chimici o con barre passanti e bloccate sulla parte opposta del muro. Laddove la muratura non dovesse possedere adeguato spessore il profilo metallico verrà posto a filo con la muratura e bloccato con le tipologie sopra esposte.

2. Trave HE posta sulla sommità del muro ed in posizione centrale rispetto a questo. Il profilo verrà ancorato con barre verticali inghisate opportunamente nella muratura sottostante.

Tale sistema permette di sostenere i solai e di essere elemento attivo nella struttura sismica che i va a migliorare in quanto tale elemento isolato crea una cerchiatura di piano con tutti i benefici noti, senza utilizzare i sistemi in c.a. che hanno creato negli eventi sismici rotture e crolli generalizzati, negli elaborati di verifica sono stati controllati i valori delle tensioni nelle murature di scarico.

3.1. Interventi sui solai esistenti e nuovi orizzontamenti

Prima di intervenire sui solai, sono d'obbligo alcune prove per individuarne lo stato di degrado effettivo, da quelle più semplici, che prevedono l'uso di un trapano o di chiodi d'acciaio che valutino la compattezza delle fibre interne, a quelle più complesse nelle quali si utilizzano endoscopi o sistemi a ultrasuoni per verificare lo stato degli elementi lignei all'interno della muratura o l e classiche prove di carico. Va osservata la consistenza e lo stato di conservazione degli elementi portanti, la loro complanarità, il loro comportamento strutturale e la presenza di umidità in essi. Deve anche essere effettuato il calcolo dei carichi agenti e di quelli previsti, da confrontare con la resistenza ipotizzabile. Infine va eseguita una pulizia che preveda la rimozione di depositi, patine e vegetazione, compiuta secondo modalità previste dalle normative in materia di tutela dell'ambiente e della salute. Nel caso in progetto i risultati sperimentali ha determinato la necessità della sostituzione integrale dei solai lignei così come individuati negli elaborati di progetto.

I nuovi orizzontamenti saranno costituiti da solai con struttura lignea a semplice orditura a mezzo di travi in larice di opportuna sezione come risultante dai calcoli di verifica e tavolato in abete da 2,5 cm, telo traspirante e sistema costituito da connettori, rete elettro saldata e cappa collaborante (cfr. Tav. 5.11).

3.2. Architravi

Il degrado degli elementi lapidei o lignei delle aperture riguarda, oltre che le rotture puntuali, i distacchi e i crolli, anche le erosioni, le deformazioni e gli attacchi di natura chimico-biologica, come patine, muschi e vegetazione infestante. Un capitolo davvero

spiacevole riguarda il furto delle parti componenti, che produce una diminuzione della sezione resistente della muratura, provocando spesso il crollo localizzato o più esteso della parete. Gli architravi lapidei risultano generalmente fratturati al centro o in prossimità degli appoggi, mentre gli stipiti presentano distacchi dalla parete o sono rotti in corrispondenza degli spigoli.

Come in ogni altro caso, anche per i dissesti riscontrati in prossimità delle aperture, è bene, prima di intervenire, valutarne le cause e stabilire se sono di tipo costruttivo, strutturale o legate all'uso e alla scarsa manutenzione; se per esempio sono riconducibili alla infiltrazione delle acque meteoriche, o alla carente ammorsatura tra stipiti e muratura. In entrambi i casi è possibile intervenire sui singoli elementi senza ricorrere ad interventi di consolidamento strutturale.

Diverso è il caso in cui eventuali rotture sull'architrave sono dovute al suo sottodimensionamento rispetto ai carichi esercitati dalle strutture sovrastanti, oppure sono dovute a cedimenti degli appoggi o del terreno sottostante casistica non presente nel nostro intervento.

Gli architravi lignei sono soggetti a fenomeni di marcescenza soprattutto nelle parti a diretto contatto con la muratura, ma anche nelle parti più esposte all'azione della pioggia e della radiazione solare.

Gli architravi delle aperture possono essere consolidati o sostituiti. Nel caso in cui debbano essere consolidati, occorre pulire bene l'elemento ammalorato, sostenuto con puntelli. Se la forma di degrado è del tipo superficiale, si può intervenire con latte di calce da stendere a spruzzo o a pennello, o con imperniature ed incollaggi. Per il rinforzo degli archi in pietra è possibile utilizzare scaglie da immettere tra gli elementi esistenti. Nel caso dell'architrave ligneo ammalorato, e non più rispondente alle sue funzioni statiche, è bene che sia aiutato da un altro elemento ligneo, di dimensioni tali da essere inserito al disotto di quello esistente, ben incastrato tra i relativi appoggi. Se l'architrave risulta gravemente lesionato, rotto o crollato, va sostituito.

Si è evitato, come sempre, l'uso del cemento armato, utilizzando di norma il legno di larice si vedano gli elaborati contrassegnati come Tav. 5.10.1 e Tav. 5.10.2

Nei casi in cui sarà necessario sostituire più elementi che attraversano tutto lo spessore dell'apertura, sarà bene farlo per fasi successive, in maniera da non indebolire improvvisamente la struttura muraria.

E' bene puntellare la porzione muraria sull'apertura, smontare l'architrave, pulire gli appoggi e inserire il nuovo elemento. L'asportazione della struttura di sostegno va fatta ad avvenuta presa della malta.

Si è scelto il ripristino degli architravi presenti nelle varie aperture realizzandolo mediante accoppiamento di travi lignee di adeguato spessore.

I carichi gravanti sull'architrave sono dovuti al peso della muratura sovrastante insistente su un'area di forma parabolica, con vertice di ordinata uguale ad $1/3$ della luce; a tale valore si dovranno sommare i carichi permanenti dovuti ai solai sovrastanti (se agiscono entro un triangolo equilatero con lato pari alla luce); per gli eventuali carichi concentrati si ammette una distribuzione del carico a 60° anche se il loro punto di applicazione si trova al di fuori del triangolo ma sia tuttavia al di sotto della linea orizzontale posta 25 cm al di sopra del triangolo stesso.

Prima di intervenire occorre valutare se le opere di demolizione non arrechino disturbo alle strutture limitrofe, se la struttura di fondazione e la muratura al di sotto della nuova apertura resistano adeguatamente all'aumento di carico unitario, e se le spalle della nuova apertura siano in condizioni di resistere alle sollecitazioni prodotte dalla nuova bucatura. Fatti quindi gli opportuni accertamenti, si procede realizzando una traccia orizzontale a livello dell'architrave ed inserendo, dopo una adeguata preparazione dell'alloggiamento, il nuovo architrave ligneo; quindi si passa allo scavo successivo delle tracce verticali per le spalle, che si realizzano senza rimuovere la muratura interna alla nuova bucatura. Solo dopo aver assicurato la presenza dei nuovi elementi di architrave e spalle, si demolisce la muratura che occlude il futuro vuoto.

3.3. Coperture

La copertura è determinante per il funzionamento dell'intero edificio: la sua mancanza, anche parziale, può determinare il deterioramento degli elementi costruttivi e il crollo delle murature. Le antiche carpenterie presentano frequentemente provvedimenti di vario tipo, messi in atto per ovviare ai problemi localizzati d'eccessiva deformazione o rotture, come

pure espedienti per evitare il degrado, che testimoniano il sussistere della prassi della manutenzione, intesa quasi sempre come sostituzione di elementi ammalorati, e la prassi degli interventi di rinforzo volti a risolvere le debolezze della struttura mediante aggiunte e integrazioni.

Un'attenzione particolare è stata dedicata alla valutazione del comportamento sismico delle strutture a capriata e agli interventi di miglioramento e rafforzamento antisismico riguardo ai quali, in base al raffronto con le normative specifiche, sono state utilizzate le metodologie più opportune per assicurare il rispetto dei principi del restauro. Appare con evidenza che la questione fondamentale è l'analisi dell'interazione tra strutture di copertura e murature per la stima del comportamento sismico di edifici antichi complessi ai fini della definizione dei criteri d'intervento.

Come previsto dalla normativa si sono progettate delle strutture di copertura non spingenti, la tipologia è quella della capriata lignea o della mezza capriate, che posseggono entrambe le caratteristiche di una semplice realizzazione, una efficacia statica e dinamica.

Per il dimensionamento degli elementi costituenti le semi capriate e/o le capriate per le coperture ordinarie si fa riferimento alle apposite relazioni di calcolo (Cfr. Tav. 5.4, Tav. 5.5 e Tav. 5.9) sopra questi elementi verrà collocato un doppio tavolato da 2,5 cm di spessore queste scelte sono state verificate dai risultati dei calcoli statici effettuati a mezzo di appositi programmi di calcolo con il sistema degli elementi fini sviluppati per elaboratori di calcolo.

In un solo caso, per la copertura della cosiddetta sala plastico, è stata prevista la sostituzione della struttura portante della copertura con la realizzazione di una nuova struttura costituita da n° 4 capriate in legno di larice con sezioni di tirante e puntoni di 16x28 cm, monaco e saetta di 16x16 cm, arcarecci da 15x15 cm e doppio tavolato in abete 2x2,5 cm il tutto come illustrato nella Tav. 5.9.1 allegata al progetto.

4. Strutture verticali

La muratura è dotata di notevole resistenza a compressione mentre è trascurabile la sua resistenza a trazione. Pertanto, se i carichi sono verticali ed agenti nel piano medio della parete muraria, il comportamento della muratura è ottimo. Tuttavia oltre questi carichi, sulla muratura agiscono anche azioni orizzontali ortogonali al piano della parete, dovute al

vento, al sisma oppure alla spinta del terreno, che generano sollecitazioni di taglio e flessione.

Se la struttura è costituita da pareti murarie distribuite in modo da creare un complesso scatolare, le azioni orizzontali, attraverso la monoliticità e rigidità estensionale dei solai, sono ripartite esclusivamente tra i setti murari che hanno l'asse forte" parallelo alla direzione delle forze. Le azioni ortogonali al piano delle pareti invece, agendo nella direzione dell'asse debole generano sollecitazioni di taglio e flessione molto più pericolose perché, come si è detto, agiscono nel piano di minima rigidità del setto murario.

Pertanto, se i carichi verticali sono modesti, le trazioni dovute alla flessione non possono essere compensate e, a causa della scarsa resistenza a trazione della muratura, i setti si fessurano.

In passato nelle strutture murarie si inserivano meccanismi differenti, quali tiranti in ferro e contrafforti murari al fine di evitare le tensioni di trazione. È abbastanza comune infatti osservare la rottura dei setti murari conseguente ad una ridistribuzione delle forze interne. La limitata resistenza a trazione è ancora più vincolante nelle strutture soggette a carichi dinamici, come quelli sismici o del vento, in quanto inducono sollecitazioni flessionali di segno alterno.

Le operazioni classiche per superare queste limitazioni di resistenza nei setti murari con carichi eccentrici sono quelle di rinforzare la muratura con barre in acciaio (murature armate) oggi sostituite dalle barre di acciaio inox o di materiali più leggeri e resistenti come l'aramide od il carbonio, di confinare i muri con travi tiranti in calcestruzzo cementizio o acciaio (muratura confinata). Queste tecniche sono molto spesso costose e causano soluzioni nell'isolamento acustico e termico.

Una tecnica emergente è invece quella di post-tensionare la muratura.

L'introduzione di una coazione nel piano verticale, attraverso la post-tensione, ossia l'aggiunta di opportuni carichi assiali, che aumentano lo stato tensionale di compressione delle sezioni del setto, mira ad incrementare il campo di resistenza della muratura stessa alle azioni flessionali in quanto lo stato di coazione è in grado di annullare le tensioni di trazione dovute alla flessione.

Con l'uso della post-tensione, quindi, non solo si migliora il comportamento delle nuove strutture, ma si fornisce una tecnica generale per il restauro degli edifici esistenti soggetti ad azioni orizzontali.

Questo intervento è stato previsto per i timpani della chiesa.

Altro intervento di consolidamento strutturale è quello previsto per le murature a sacco presenti a piano terra, murature contro terra della navata destra, che permette un aumento della capacità portante a mezzo di iniezioni a bassa pressione di uno speciale legante idraulico che, mescolato con acqua, consente di confezionare boiacche da iniezione compatibili con i materiali da costruzione delle murature preesistenti preventivamente additivata con fluidificanti ed eventualmente con polveri di marmo o appositi prodotti e/o sabbie per iniezioni a controllato contenuto di Sali.

4.1 Rinforzo in FRCM(Fiber Reinforced Cementitious Matrix)

Gli elementi strutturali a singola o a doppia curvatura perdono generalmente la funzionalità per formazione di cerniere che attivano meccanismi di collasso. Le cerniere si formano nelle strutture murarie a semplice e doppia curvatura a causa della limitata resistenza a trazione della muratura. Tali cerniere sono posizionate in corrispondenza di zone di limitato contatto, esterne alla superficie media della struttura. In prima approssimazione, esse possono essere ubicate o all'intradosso o all'estradosso. La cerniera della muratura trasmette sforzo normale e taglio. Ne consegue che, la sezione incernierata trasmette uno sforzo normale di eccentricità pari a metà dello spessore della struttura. Un rinforzo di FRCM contrasta il meccanismo di rotazione relativa e quindi l'apertura dei cigli fessurativi, impedendo così la formazione di cerniere sulla porzione di contorno opposta a quella su cui lo stesso rinforzo è applicato. Conseguentemente, la presenza di un rinforzo all'estradosso (risp. Intradosso), adeguatamente ancorato, inibisce la formazione delle cerniere sull'opposta porzione di intradosso (risp. estradosso). L'applicazione di FRCM non risulta specificamente idonea per contrastare la rottura a taglio o a schiacciamento della muratura. Scopo dell'applicazione di compositi fibrorinforzati è quello di interdire la formazione di determinate cerniere.

Il composito strutturale fibroso in matrice cementizia (FRCM - Fiber Reinforced Cementitious Matrix), introduce un'innovazione mondiale nel campo dei sistemi di rinforzo strutturale denominati FRP.

Il nuovo sistema di rinforzo strutturale FRCM, a differenza degli FRP, impiega una matrice inorganica che miscelata con acqua risulta perfettamente compatibile sotto il profilo chimico, fisico

e meccanico con il supporto, con particolare riferimento alle murature. Il rinforzo FRCM presenta notevoli vantaggi rispetto ai tradizionali FRP:

a) Resistenza al fuoco identica a quella del supporto (calcestruzzo o muratura)

I sistemi FRP perdono le loro proprietà strutturali durante un incendio a causa della scarsa resistenza al calore delle resine utilizzate per rendere solidale la fibra o il tessuto alla struttura.

E' noto infatti che le resine (poliestere ed epossidiche) perdono le loro caratteristiche strutturali a temperature comprese tra 80 e 150°C.

b) Permeabilità comparabile al supporto murario

Il sistema FRCM permette i normali scambi termometrici con l'esterno, mentre una resina epossidica che, per definizione è un polimero a pori chiusi, elimina tale la possibilità.

Questo significa che l'umidità presente nelle murature non potrà liberamente fuoriuscire e migrare verso l'esterno.

c) Applicabilità su supporti umidi, essendo a base inorganica

I sistemi FRP, invece, possono essere applicati solo se il supporto è privo d'umidità, in quanto le resine (poliestere ed epossidiche) non catalizzano in presenza di acqua.

d) Facilità di applicazione anche su superfici scabre ed irregolari e di manipolazione.

La stesura dello strato di malta inorganica, colma le irregolarità della superficie (considerati gli spessori del sistema) senza necessità di rasatura come nelle applicazioni con FRP.

4.2 Archi e piedritti

Si possono prevedere due possibili schemi strutturali:

1. schema ad arco, per archi insistenti su imposte fisse;
2. schema arco-piedritto, detto schema a portale, per archi insistenti su piedritti.

Generalmente, un arco, un portale può collassare per la formazione di almeno quattro cerniere. In particolare, un possibile meccanismo può essere dovuto, ad esempio, alla formazione di tre cerniere (proprie) e di un doppio pendolo (cerniera impropria) che permette lo slittamento a taglio di una parte dell'arco rispetto all'altra.

Per il sistema arco piedritto nella zona della navata Dx dove si è allontanato il terreno del bastione si è ritenuto opportuno verificare la stabilità del sistema e la verifica come estesamente riportato nella relazione di calcolo dedicata ha evidenziato la necessità di inserire delle catene per la stabilizzazione dei piedritti di alcune delle volte oggetto di consolidamento statico con FRCM ed FRM che si trovano all'interno del Complesso Monumentale dello Spasimo sito a Palermo. In particolare si è proposto un sistema di incatenamento per la riduzione delle spinte sui piedritti esercitate dalle volte di Tipo 1 e Tipo 3 mediante installazione di opportune catene in grado di assorbire le spinte esercitate dalle volte soprastanti.

4.2.1 Schema ad arco

Nello schema ad arco, nel nostro caso presente nelle volte a botte e parzialmente a padiglione per impedire il meccanismo caratterizzato dalla formazione delle quattro cerniere, di cui due all'estradosso e due all'intradosso, si può intervenire incollando tessuti o lamine di FRCM all'estradosso ovvero all'intradosso. Evidenze sperimentali mostrano che l'applicazione di tessuti o lamine di FRCM sulle superfici laterali dell'arco non apporta sensibili miglioramenti al comportamento della struttura. Infatti, in tal caso, si produce una prematura decoesione del composito fibrorinforzato dal paramento murario. Tale decoesione è localizzata nelle zone compresse per effetto di instabilità locale e ad essa fa seguito un rapido degrado della connessione tra muratura e composito fibrorinforzato esteso a tutta la superficie di applicazione del rinforzo. L'intervento di rinforzo sugli archi si esegue preferenzialmente applicando tessuti o lamine di FRCM all'estradosso, allo scopo di inibire la formazione di cerniere all'intradosso; in alternativa si possono applicare tessuti o lamine di FRCM all'intradosso dell'arco per inibire la formazione di cerniere al suo estradosso. Un'altra pratica possibile consiste nell'applicare il rinforzo sia all'estradosso

che all'intradosso dell'arco per prevenire la formazione di cerniere del primo e del secondo tipo. Tale modalità di applicazione è tuttavia meno frequente. Tra gli schemi strutturali finalizzati alla determinazione delle caratteristiche della sollecitazione sulla struttura rinforzata, devono essere sempre inclusi quelli che prevedono la formazione di cerniere alle imposte, a meno di non realizzare specifici interventi che ne impediscano la formazione. Gli interventi di rinforzo parziali, eseguiti su parte dell'estradosso o dell'intradosso, non escludono la formazione di cerniere responsabili dell'attivazione di un cinematismo; tuttavia, se opportunamente concepiti e realizzati, contribuiscono ad incrementare il valore del carico di collasso. Di norma è preferibile:

1. eseguire interventi completi sull'estradosso o sull'intradosso;
2. preferire i tessuti di FRCC, che meglio si adattano alla geometria del supporto murario;
3. applicare, se possibile, il rinforzo sull'estradosso dell'arco; infatti in tal caso, per effetto della curvatura, si mobilitano all'interfaccia arco-FRCC tensioni normali di compressione; al contrario, nel caso di un rinforzo teso applicato all'intradosso dell'arco, insorgono all'interfaccia interazioni di trazione, che deprimono la resistenza alla delaminazione.

Lo schema di calcolo dell'arco rinforzato deve tener conto della formazione di cerniere, le quali, in prima approssimazione, possono considerarsi localizzate sul contorno dell'arco opposto.

In situazioni frequenti, lo studio della volta a botte è riconducibile a quello di un arco di profondità unitaria il cui profilo corrisponde alla curva direttrice della volta.

4.2.2 Volte a botte su pianta rettangolare Volte Tipo

Ne consegue che le volte a botte possono essere rinforzate mediante tessuti applicati lungo la direttrice, sia all'estradosso che all'intradosso, nel nostro caso saranno applicati sempre sull'estradosso. Per soddisfare i requisiti di sicurezza, il rinforzo deve essere disposto in maniera diffusa lungo tutto lo sviluppo longitudinale della volta (direzione della generatrice). Per tale motivo i rinforzi vanno posizionati ad un interasse, P_f , che soddisfi la disuguaglianza: $P_f < 3t + b_f$ dove t è lo spessore della volta e b_f è la larghezza dei rinforzi adottati.

Rinforzi longitudinali, quali strisce disposte lungo le generatrici, hanno un'efficacia ridotta limitandosi ad esercitare un'azione di cucitura tra gli archi ideali formanti la volta a botte. Tale azione è particolarmente importante in presenza di azioni orizzontali.

Come indicato per le zone sismiche la quantità di rinforzo per unità di area è stato mantenuto al di sopra della soglia del 25%

4.2.3 Volte a doppia curvatura su pianta quadrata Volte Tipo

L'intervento di rinforzo di volte a vela, ovvero volte di traslazione su pianta quadrata, da noi presenti nel chiostro cinquecentesco e nelle navate laterali della chiesa, deve innanzitutto interessare la gabbia muraria: l'integrità e la rigidità di quest'ultima consente alla struttura voltata di equilibrare i carichi verticali con stati tensionali di sola compressione. Considerato però che non si ritiene di poter conseguire pienamente tale risultato, i rinforzi sulla sono stati dimensionati come rilevabile nelle apposite relazioni di calcolo sia lungo le diagonali che sui "pennacchi" d'angolo, nei quali la trazione è prevista in direzione ortogonale alle diagonali del vano.

5. Interventi puntuali complessi

1. L'intervento che si descrive è stato progettato per rendere agibile l'ex locale dispensa (dicitura presente in una etichetta ancora leggibile sui luoghi), questo locale ottenuto inglobando quanto rimasto della parte terminale del porticato cinquecentesco dopo il taglio e le modifiche operate per la trasformazione in ospedale del complesso è attualmente inagibile e totalmente puntellato. Al fine del riutilizzo dei locali l'intervento proposto prevede la realizzazione di un sistema di placcaggio strutturale atto a sopperire al taglio operato di due dei tre sistemi arco volta inglobati negli ambienti. Il sistema prevede un cerchiaggio in fondazione realizzato con due profili UPN 300 collegati tra di loro a mezzo di tiranti attivi in tondi di acciaio del diametro di 24 mm ed in elevazione il posizionamento di un sistema di tiranti in acciaio bloccati anch'essi da profili UPN300, questi ultimi saranno nascosti all'interno delle murature d'ambito, mentre quelli orizzontali utilizzati per il placcaggio degli elementi in fondazione (in atto in vista) potranno o essere lasciati a vista o nascosti da una nuova pavimentazione. I due ordini di tiranti longitudinali saranno posti due alla quota di imposta degli archi e due oltre

la quota della chiave di volta, mentre quelli trasversali saranno realizzati in modo da eliminare le spinte trasversali causate dal taglio delle volte a crociera. Completano l'intervento la realizzazione dei cordoli perimetrali e del solaio ligneo di copertura che a sua volta costituisce il calpestio dell'ambiente in atto destinato a museo della musica l'intero intervento è descritto graficamente nelle Tav. 4.2 e specificatamente nella Tav. 5.6; La stabilità degli archi è determinata dalla curva delle pressioni rispetto alle costruzioni, la quale è il luogo dei punti di applicazione (centri di pressione) delle risultanti degli sforzi su ciascuna sezione dell'arco o dei piedritti. La condizione di stabilità per l'arco è che ogni sezione lavori interamente a pressione (centro di pressione interno al nocciolo centrale) e con sollecitazione unitaria massima non superiore al carico di sicurezza del materiale. Nel nostro caso gli interventi effettuati hanno completamente scaricato gli archi laterali, facendo uscire la risultante delle forze all'esterno del nocciolo centrale e quindi il sistema dei tre archi è risultato fortemente squilibrato. Per ristabilire le condizioni di equilibrio si è creata una struttura capace di creare una sollecitazione tale da equilibrare i carichi, semplicemente contrastando la tendenza degli archi ad aprirsi. Tale contrasto è attualmente effettuata dalle murature ortogonali agli archi, è palese l'equilibrio instabile del sistema, per cui i piedritti ed i tiranti assorbiranno per intero le sollecitazioni prodotte dagli archi, lasciando ai muri perimetrali il solo compito di assorbire sollecitazioni appartenenti al proprio piano. Il pre dimensionamento dei tiranti per rispondere alla trazione indotta dagli archi è stata effettuata calcolando il sistema col metodo di J. Heyman, il quale ha affrontato i problemi di calcolo degli archi alla luce della moderna teoria del calcolo limite. In generale un calcolo "esatto" dell'arco in muratura è assai difficoltoso, se non impossibile, per l'incerta conoscenza delle leggi costitutive dei materiali e per la difficoltà di tener conto degli effetti dei cedimenti, delle fessurazioni, della storia di carico, ecc. Si fa quindi ricorso al calcolo a rottura. Con il metodo di Mery (precursore delle moderne teorie) si cerca l'esistenza di questo regime di sforzi, sintetizzato dalla curva delle pressioni. La struttura ad arco, 3 volte iperstatica, viene resa isostatica introducendo tre cerniere, in corrispondenza delle quali si assumono momenti

iperstatici nulli. La posizione delle cerniere viene variata alla ricerca di un regime di sforzi ammissibile. La rottura dell'arco avviene solitamente per la creazione della quarta cerniera; in base a questa constatazione il Mèry suggerisce di render isostatico l'arco introducendo le tre cerniere. Se la curva delle pressioni non esce dal nocciolo centrale d'inerzia in nessuna sezione, la spinta calcolata è la minima capace di mantenere l'arco in condizioni di assenza di fessurazioni. Per tale valore andranno dimensionate le catene. Secondo Heyman si può ammettere la parzializzazione delle sezioni, purché il centro di pressione sia interno alla metà centrale (eccentricità = $s/4$). Il metodo di Mèry viene solitamente presentato come metodo grafico: la curva delle pressioni è la funicolare dei carichi. Oggi ci è sicuramente più congeniale un approccio numerico, per cui tale metodologia è stata affinata da una verifica agli elementi finiti che ci ha permesso di arrivare ai risultati rappresentati nella tavola 5.6 con un doppio sistema di tiranti del diametro di 24 mm.

2. nel locale attiguo a quello precedente e denominato ex cucina i ricordo dell'ultimo tipo di utilizzo sono stati eseguiti nel tempo pesanti interventi strutturali che ne hanno stravolto la configurazione. È stato, infatti, realizzato un enorme soppalco con struttura in acciaio e laterizi del quale si sconosce l'utilizzo, il taglio delle capriate in legno della copertura con l'interposizione di una struttura in acciaio per la realizzazione di un passaggio che permettesse la comunicazione tra le due parti del complesso ovvero i locali attorno al chiostro e le fabbriche disimpegnate dallo scalone. Anche la copertura di questo ambiente è di tipo precario, come quasi tutte le coperture con struttura lignea, dalla documentazione fotografica allegata si evince che sia le capriate in legno che il sistema costituito da putrelle in acciaio per la realizzazione del passaggio versano in pessime condizioni e pertanto per questo ambito è stato previsto un intervento che prevede preliminarmente la demolizione del soppalco e della copertura e la realizzazione di una struttura mista in acciaio e legno che permetta di mantenere il collegamento tra le due parti; e anche nell'ottica di una diversa destinazione per avere una possibilità di una seconda via di esodo, di concatenare le murature perimetrali, di

realizzare una copertura con struttura non spingente con un miglioramento complessivo del comportamento statico delle membrature ottenendo una diminuzione dei carichi. Entrando nel merito dell'intervento per tenere conto delle diverse esigenze si è realizzata una struttura reticolare che riesce da un lato ad essere elemento di sostegno delle capriate lignee, dall'altro lato a sostenere il corridoio di passaggio e la sua copertura realizzata con travi in larice aventi dimensione di cm 16 x 20 con interasse di 90cm. La struttura reticolare è stata composta con correnti superiori ed inferiori in acciaio HEB 160, così come i montanti; su questi ultimi sono stati creati dei nodi che permettono di rispettare il vincolo cerniera. Gli elementi costituenti le semi capriate per la copertura una dimensione di cm 16 x cm28; gli arcarecci sono a sezione quadrata con cm 15 di lato (Cfr. Tav. 5.3), al di sopra di questi verrà installato un doppio tavolato da 2,5 cm di spessore. Queste scelte sono state verificate dai risultati dei calcoli effettuati a mezzo di appositi programmi di calcolo con il sistema degli elementi finiti sviluppati per elaboratori di calcolo. Detta elaborazione, vista la tipologia strutturale è stata verificata sia in condizioni statiche che dinamiche.

Sulla gabbia muraria che costituisce il locale chiamato "ex cucina", così come su tutti i locali oggetto di intervento su solai e coperture, verrà realizzato un cordolo perimetrale con la funzione di chiudere e cerchiare l'organismo strutturale; su questi elementi sono incastrati i nodi metallici che tramite un vincolo cerniera sono collegati alle mezze capriate. In questo modo si riesce ad evitare la trasmissione di momenti che sulle murature, come ben noto, creano dei deleteri effetti di trazione.

ancora un intervento complesso necessario per porre rimedio al susseguirsi delle modifiche che non hanno avuto molto rispetto per le strutture preesistenti. Con riferimento agli elaborati contrassegnati con le Tav. 4.1 e Tav. 5.7 si è prevista una struttura che è stata chiamata soluzione d'angolo. Probabilmente per disimpegnare i così detti "magazzini del Senato", nella parte terminale destra del corridoio di disimpegno degli ambienti prima descritti di piano terra, sono state effettuate delle trasformazioni che hanno portato ad una situazione strutturale abbastanza singolare con due sistemi di archi che si intersecano, un solaio ed una

piccola volta a crociera che scaricano su un modesto pilastro in muratura ed una serie di aperture che oggi non hanno più un senso distributivo. Questi interventi hanno determinato il cedimento del predetto pilastro in muratura, il progressivo manifestarsi di lesioni diffuse nelle murature circostanti che hanno interessato ed interessano sia il piano terra che il piano primo, si è avuto, infatti, un cedimento in corrispondenza del concio in chiave di un arco che denominiamo "A" a causa delle spinte esercitate da un secondo arco "B" a questo ortogonale, questo cedimento ha determinato una rotazione della muratura in corrispondenza del punto di imposta dell'arco "B", rotazione che ha a sua volta, determinato la nascita delle lesioni nelle murature per eccessivo sforzo di trazione. L'intervento proposto mira ad eliminare in maniera globale il problema eliminando le azioni anomale sulle varie membrature, nell'ordine si prevede di chiudere in maniera definitiva l'arco "A", stante che in atto è stato realizzato un pilastro in muratura al di sotto del solo concio in chiave, realizzare un sistema con due tiranti al fine di rendere di nuovo solidali le murature e l'arco "B" eliminando le spinte orizzontali che hanno determinato il dissesto, realizzare i nuovi cordoli perimetrali nelle murature sostituendo nel contempo i solai in legno dell'area interessata, completano l'intervento la cucitura delle lesioni che verranno trattate in maniera diversa in funzione della loro importanza, l'intervento è riportato nella Tav. 5.7. Il doppio sistema di tiranti del diametro di 20 mm, permette di compensare la spinta orizzontale dell'arco realizzato e creare quindi un carico verticale sulla muratura sottostante. Nella struttura in esame, per le scelte architettoniche operate nel passato, si è venuto a creare un elemento verticale in muratura che ha assunto la funzione di pilastro senza possederne le capacità intrinseche, si è operato quindi in modo da scaricare sia delle spinte orizzontali che di una parte delle spinte verticali. Per ottenere tale risultato si è proceduto inserendo una trave in acciaio al di sopra di questo ed una seconda ad esso ortogonale, il tutto per assorbire parte delle sollecitazioni provenienti dai solai sovrastanti e per eliminare le spinte orizzontali trasferendole su elementi attigui sismo resistenti. Per evitare ulteriori movimenti orizzontali si è operato inserendo sui cordoli che chiudono il solaio, due tiranti che formano una croce di sant'Andrea. La volta a

chiudono il solaio, due tiranti che formano una croce di sant'Andrea. La volta a botte presente nella zona in studio verrà rinforzata con una cappa realizzata con malta premiscelata a base di legante idraulico pozzolanico e spessore di almeno 4 cm, verranno inoltre svuotati i rinfianchi e ripristinati con argilla espansa, certamente più leggera.

ultimo intervento è quello che riguarda la sostituzione delle coperture delle due scale, lo scalone e la scala di servizio oggi non percorribile che verranno dotate di adeguate coperture in legno. Il modello strutturale utilizzato è quello della trave appoggiata – incernierata, con carico uniforme. Si è fatto in modo che la freccia non superasse 1/200 della luce per cui la disequaglianza utilizzata è stata:

$$\frac{5 ql^4}{384 EI} \geq \frac{1}{200} l$$

In questa relazione l'unica incognita è il momento di inerzia della nostra sezione in legno che è risultata, compatibilmente con le sezioni commerciali, di cm 16 x 20. Tale sezione è stata poi verificata per il momento massimo in mezzeria

$$M = \frac{1}{8} pl^2$$

pari a: . I carichi utilizzati, come per le restanti coperture sono quelli dettati dalla normativa del 14 gennaio 2008, ossia peso proprio, peso permanente, carico neve e accidentale.

I Progettisti

