

Università degli Studi di Parma
Facoltà di Ingegneria

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile
(XVII Ciclo)

Eva Coisson

La Fabbrica del Duomo di Parma:
quadro storico ed analisi critica
dei suoi dissesti

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

Tutore: Prof. Ing. Daniele Ferretti
Co-tutore: Prof. Arch. Carlo Blasi
Coordinatore del Dottorato: Prof. Ing. Paolo Mignosa

Parma, Gennaio 2005

Ringraziamenti

Desidero ringraziare tutti coloro che hanno contribuito allo svolgimento di questa interessante esperienza.

In particolare il Professor Carlo Blasi, per aver allargato i miei orizzonti di studio oltre i confini dell'ingegneria, il Professor Daniele Ferretti per aver condiviso la sua esperienza sulla modellazione numerica, il Professor Ivo Iori per aver reso possibile questo studio accordandomi la sua fiducia, i Professori Jean Louis Toupin, Arturo Carlo Quintavalle, Bruno Adorni e Giovanni Leoncini per i preziosi suggerimenti e le fruttuose occasioni di confronto, l'Ing. Gualtiero Savazzini per il tempo, il materiale e le informazioni messe a disposizione, Don Bianchi per la cortesia e la competenza mostrata nell'introdurmi alla ricerca archivistica, il Professor Gianfranco Forlani, e i tecnici Roberto Prini e Maurizio Spagnoli, per le operazioni di livellazione della cripta, l'Arch. Cecilia Tedeschi per la grande disponibilità dimostrata nell'eseguire le misurazioni dell'ultim'ora, Sergio Catellani, Nicola Iori, Luca Nevi, Dimitry Papaioannu, Lorenzo Zerbini per i contributi grafici e il supporto morale e tutti i custodi della Cattedrale di Parma per la pazienza manifestata nelle mie numerose visite.

Ringrazio inoltre la mia famiglia che mi ha incoraggiato a seguire questa strada e Giordano che mi ha accompagnato lungo il cammino.

Indice

Introduzione	2
1 Revisione critica della storia del Duomo di Parma	3
1.1 Sull'origine della fabbrica	3
1.2 Una nuova ipotesi sulle forme originarie delle strutture di copertura della navata centrale	11
1.3 Il problema della spinta delle volte: contrafforti e cappelle laterali	18
1.4 La copertura della cupola: dal "tetto" in tegole al nuovo tiburio	21
1.5 Gli interventi del XVI secolo	25
1.6 Recenti restauri	27
1.7 Parma, il Duomo e i terremoti	29
1.7.1 La vexata quaestio del crollo del 1117	31
1.7.2 Le conseguenze del terremoto del 1695 sulla Cappella della Beata Vergine della Neve	33
2 Analisi comparativa delle caratteristiche tipologiche	35
2.1 Absidi laterali del transetto disassate e corpo orientale a pianta centrale	36
2.2 Le cripte complesse a navate	41
2.3 Alternanza tra pilastri forti e deboli nelle chiese romaniche: le diverse conseguenze sull'alzato	46
2.4 La campata anomala	51
3 Indagini sul sistema terreno-fondazioni	55
3.1 Le caratteristiche del terreno e i livelli di fondazione del Duomo	56
3.2 Le variazioni della falda acquifera e i cedimenti del terreno	60
3.3 Verifica della capacità portante del terreno	62
4 Organismo costruttivo e quadro lesivo attuale	67
4.1 L'organizzazione strutturale del Duomo di Parma	68
4.2 Metrica e proporzioni	71

4.3	Il quadro fessurativo e deformativo attuale e i meccanismi di collasso evidenziati	74
4.3.1	Il distacco della facciata	75
4.3.2	Le spinte trasversali delle volte della navata centrale	78
4.3.3	I cedimenti differenziali nella zona sotto la cupola	81
4.3.4	Cupola e semicupole	84
4.3.5	Problemi di ammorsamento tra corpo originario e cappelle laterali	85
5	“Monitoraggio storico” e monitoraggio moderno	89
5.1	L’evoluzione dei dissesti nella documentazione archivistica	90
5.2	Il “monitoraggio storico”: evoluzione dei fenomeni di dissesto nel passato	94
5.3	Il monitoraggio strumentale moderno	96
5.3.1	Descrizione della strumentazione	96
5.3.2	Problemi di elaborazione ed interpretazione dei dati	101
5.3.3	Cedimenti e deformazioni rilevati: identificazione delle zone a rischio	104
5.3.4	La verifica dei dati del monitoraggio automatico dei cedimenti differenziali mediante livellazione topografica di precisione	112
5.4	I meccanismi attivati dal terremoto del 24 novembre 2004	116
5.5	Note riassuntive sul controllo dei movimenti in atto	119
6	Identificazione strutturale della cripta	121
6.1	Note sui modelli numerici per l’identificazione strutturale delle antiche fabbriche	122
6.1.1	Il metodo a elementi finiti (FEM)	128
6.1.2	Il metodo a elementi distinti (DEM)	129
6.2	La modellazione fisica della cripta	130
6.3	La modellazione numerica di una sezione della cripta	132
6.3.1	Geometria	132
6.3.2	Legami costitutivi	133
6.4	Risultati e realtà fisica: i punti critici della cripta	135
	Bibliografia	141
	Appendice A Dati di monitoraggio e loro elaborazioni	145

Elenco delle figure

1.1	I mosaici pavimentali rinvenuti nel 1955 sotto al sagrato del Duomo [1].	4
1.2	L'estensione del castrum romano, la posizione della basilica paleocristiana (indicata con la lettera B) e quella della Cattedrale "infra civitatem" (indicata con C) [2].	5
1.3	Ricostruzione della planimetria del Duomo di Parma nella prima metà del XII secolo [3].	7
1.4	Ricostruzione della sezione sulla navata del Duomo di Parma nella prima metà del XII secolo secondo Quintavalle [3]	9
1.5	Gli appoggi delle capriate lignee ancora visibili nel sottotetto del Duomo, dopo la sostituzione delle capriate con elementi in calcestruzzo [3]. . . .	9
1.6	La facciata del Duomo in una stampa del XVIII secolo: i piedritti alle estremità terminavano in orizzontale.	10
1.7	Ai lati della facciata erano previste due torri: quella di destra fu dapprima costruita, poi demolita e rifatta con diverse dimensioni nel XIII secolo, quella di sinistra non fu mai portata a termine.	11
1.8	Le sezioni di un pilastro forte e due deboli [4].	12
1.9	I diversi salienti dei pilastri forti e deboli oltre il livello dei matronei. In basso a destra, un dettaglio dell'abaco trapezio in pietra inserito per sostenere, oltre all'arco traverso, i due costoloni delle volte a crociera. .	13
1.10	Le volte a crociera esapartite del Duomo di Piacenza (fine XII secolo) e di Nôtre Dame di Parigi (1160-1250).	14
1.11	L'ipotesi di copertura della navata centrale con tre volte esapartite. . . .	15
1.12	Il confronto tra il profilo del terzo arco trasversale della navata centrale e la deformata di un arco a tutto sesto cui sia stato spostato l'appoggio, ottenuta con metodo ad elementi distinti.	17
1.13	La forma delle capriate prima del 1775, con le catene inclinate per poter passare sopra il colmo della volta.	19
1.14	Il muro settentrionale della navata centrale: in sommità si nota la sopraelevazione avvenuta nel 1775 e sono ancora evidenti i contrafforti originali a sezione pentagonale.	19

1.15	L'arco di scarico rampante ritrovato nella parete divisoria tra due cappelle laterali [5].	20
1.16	Spaccato assonometrico della cupola del Duomo di Parma [5].	22
1.17	Alcuni esempi di cupole estradossate, come era fino al 1524 quella del Duomo di Parma: (a) il duomo di Ancona, (b) il battistero di Pisa. . . .	24
1.18	L'ultima campata a sinistra rivelò, alla rimozione dell'organo, l'originario arco cieco che inquadrava le quadrefore dei matronei [5].	26
1.19	L'intervento di consolidamento estradossale delle volte della navata centrale [6].	28
1.20	L'attuale situazione della copertura della navata centrale.	29
2.1	Alcuni esempi di chiese caratterizzate dalla sostituzione dell'abside con una corpo a pianta centrale: (a) l'Abbazia di San Benigno a Digione, (b) Saint-Germain a Auxerres (1277).	37
2.2	Il particolare corpo orientale trilobato della chiesa di Santa Maria in Campidoglio a Colonia (XI sec.).	38
2.3	Alcuni esempi di chiese di fine XI secolo con absidi minori ancora in asse con le navate laterali: (a) la Cattedrale di Durham, (b) Saint Lazare a Autun e (c) San Vincenzo di Avila.	39
2.4	Le absidi minori come cappelle del transetto, disassate rispetto alle navate laterali: (a) San Vincenzo di Cardona (1092-1040), (b) monastero di Maria Laach (1093-1117), (c) cattedrale dell'Assunta di Gerace (XI secolo).	40
2.5	La cripta a navate del Duomo di Parma (a) presenta forti analogie con la cripta del Duomo di Spira (b) e quella della Cattedrale di Gerace (c).	42
2.6	La morfologia del terreno, discendente verso est, ha favorito l'ampio sviluppo della cripta della Cattedrale di Gerace, in maniera del tutto analoga a Parma.	44
2.7	Pianta del Duomo di Modena, in cui si nota lo sconfinamento della cripta verso l'ultima campata del corpo longitudinale.	45
2.8	I primi esempi di sostegni alternati: sopra, la sezione longitudinale di San Lucio a Werden (1060); sotto, un'immagine della chiesa della Collegiata di Surburg [7].	46
2.9	Santa Maria Maggiore a Lomello.	47
2.10	La Cattedrale di San Donnino a Fidenza: impianto alternato con volte a crociera su pianta quadrata, di passo doppio nella navata centrale rispetto alle laterali.	48
2.11	I salienti deboli usati come supporto per gli archi delle finestre del cleristorio: (a) la Cattedrale di Spira, (b) il Duomo di Worms.	49
2.12	Le volte a crociera esapartite: gli alzati delle navate delle Cattedrali di Laon (1165) e di Ribe.	50

2.13	Le volte rettangolari della chiesa abbaziale di Lessay e, a destra, la pianta della Cattedrale di Chartres.	51
2.14	Le cattedrali di Laon e Bourges presentano delle “anomale” campate rettangolari inserite in un sistema esapartito.	52
3.1	Il sistema di canali che circondava il Duomo [2].	56
3.2	La pianta dei sondaggi geognostici effettuati da [8]	58
3.3	Sezione trasversale del Duomo con indicazione delle profondità di fondazione.	59
3.4	La stratigrafia del terreno estratto dal sondaggio SB [8].	61
3.5	Le isoipse della subsidenza annua nella zona di Parma [9].	63
3.6	Gli effetti visibili dei cedimenti differenziali sulle strutture della cripta più vicine ai piloni di sostegno della cupola.	65
4.1	Sezione della cupola in corrispondenza della mezzeria della vela (FOART). 70	
4.2	Lo schema geometrico della pianta del Duomo sulla base del sistema metrico medievale: pertiche (p) e braccia (b).	73
4.3	Lo studio metrico della Manenti Valli si basa sull’ipotesi di una originaria ottava campata oltre l’attuale facciata [5].	74
4.4	(a) L’avvallamento del pavimento dei matronei testimonia il meccanismo di rotazione della facciata. (b) La rotazione della facciata coinvolge anche parte delle murature longitudinali.	76
4.5	Le lesioni della cappella adiacente alla torre campanaria.	77
4.6	Il rigonfiamento causato dalla compressione sull’intonaco della contro-facciata.	78
4.7	I valori, in cm, dei fuoripiombo rilevati sui pilastri della navata centrale. 79	
4.8	Le evidenti deformazioni delle volte della navata centrale: in basso a destra il distacco tra costolone e volta che si presentava nel 1989 ai restauratori [6].	80
4.9	Le lesioni da schiacciamento nel secondo pilone destro della navata centrale. 81	
4.10	Il meccanismo di danno innescato in cripta dal cedimento dei piloni di sostegno della cupola.	82
4.11	Le recenti lesioni in colonne e capitelli della cripta.	83
4.12	Il marcato quadro fessurativo delle volte a crociera della cripta.	83
4.13	Le lesioni e deformazioni simmetriche sulle parti adiacenti ai piloni della parete occidentali della cripta, realizzate nel 1556.	84
4.14	Rilievo e fotografia dei dissesti dello scalone costruito nella navata centrale nel 1566.	85
4.15	Le lesioni in chiave di uno degli arconi di sostegno della cupola.	86
4.16	Le lesioni continue che segnano lo scarso ammorsamento tra corpo originario e cappelle laterali.	87

5.1	Il “monitoraggio storico” del cedimento differenziale tra i piloni di sostegno della cupola e le colonne della cripta.	95
5.2	La posizione degli strumenti. Il cerchio indica la posizione della centralina di acquisizione.	97
5.3	La posizione degli strumenti nei matronei e nel sottotetto.	98
5.4	La posizione degli strumenti nella zona del corpo orientale.	99
5.5	La posizione degli strumenti in cripta.	100
5.6	L’interpolazione dei dati di un fessurimetro: parametri di fitting, dati e residui.	103
5.7	Rappresentazione grafica dei dati dei fessurimetri: chiesa.	109
5.8	Rappresentazione grafica dei dati dei fessurimetri: cripta.	110
5.9	I percorsi seguiti durante la livellazione topografica di precisione.	113
5.10	Confronto tra i valori (in mm) ottenuti mediante livellazione topografica di precisione e dati dei livellometri: in rosso livellazione topografica, in blu differenza tra dati puntuali del monitoraggio automatico e in verde dati di monitoraggio interpolati.	114
5.11	Grafici di confronto tra la livellazione topografica e i livellometri automatici.	115
5.12	Le lesioni della prima cappella adiacente alla torre (a) da cui si sono distaccati alcuni pezzi di intonaco (b) in occasione del lieve terremoto del novembre 2004.	117
6.1	La sezione in esame.	123
6.2	Modellazione della muratura: (a) micro-; (b) meso-; (c) macro-model.	125
6.3	Meso-model per la modellazione della muratura.	126
6.4	Legge di Coulomb modificata.	127
6.5	Modellazione di un ponte in muratura: (a) meso-; (b) macro-model [10].	129
6.6	La discretizzazione agli elementi distinti della sezione analizzata.	132
6.7	Lo schema adottato per il calcolo di K_n e K_s [11].	134
6.8	La deformata (fattore 2) della sezione analizzata corrisponde ai dissesti realmente osservabili.	135
6.9	La distribuzione delle tensioni evidenzia la formazione di un puntone inclinato che dai piloni va a sovraccaricare le volte.	136
6.10	In giallo sono indicate le zona parzializzate: tra capitelli e colonne la sezione reagente è drasticamente ridotta.	137

Introduzione

Lo studio di un edificio storico, per la peculiare fusione che si instaura tra architettura, struttura e storia, richiede necessariamente un approccio multidisciplinare. Anche quando si voglia approfondire un aspetto specifico tra quelli citati, i restanti non possono certamente essere esclusi o demandati completamente ad altri specialisti. Come lo studio storico non può ignorare la logica del comportamento strutturale, pena il rischio di giungere a conclusioni storicamente possibili ma fisicamente inaccettabili, così, per realizzare una corretta e completa analisi statica di un edificio monumentale complesso come ad esempio il Duomo di Parma, è di fondamentale importanza un attento studio storico-architettonico dell'evoluzione della fabbrica, dei suoi dissesti e del suo comportamento strutturale nel tempo. Ciò non tanto (o non soltanto) per “inquadrare” storicamente l'edificio, ma piuttosto per raggiungere una corretta identificazione strutturale che, insieme alla conoscenza delle patologie ricorrenti per le diverse tipologie edilizie, porti a quella comprensione del “funzionamento” statico dell'edificio che deve essere alla base di ogni successivo calcolo o analisi.

L'analisi strutturale “asettica” di una fabbrica storica può portare a risultati del tutto errati, anche perché gli stati di equilibrio attuali delle antiche fabbriche sono la conseguenza di eventi e di traumi avvenuti in passato e che non possono essere ignorati. Cedimenti del terreno, terremoti, fenomeni ciclici e viscosi possono aver alterato notevolmente la distribuzione delle tensioni all'interno dell'edificio, così come modifiche, restauri, aggiunte e demolizioni susseguites nei secoli. Un'analisi che non tenga conto di questi fattori è una pura speculazione teorica.

Citando le note “Direttive” della Commissione interministeriale del 1989 per la difesa del patrimonio storico [12], si può dire che lo studio degli eventi che hanno interessato l'edificio nel corso dei secoli è “una sperimentazione diretta al vero assai indicativa e probante” del comportamento statico dell'edificio. Nell'ottica galileiana del metodo scientifico, quindi, le modellazioni numeriche non sono che “ipotesi” sul comportamento strutturale dell'edificio, che vanno poi verificate con i risultati degli esperimenti in scala reale cui la natura, nel corso dei secoli, lo ha sottoposto. Se ne deduce che l'approccio agli edifici storici non può essere quello convenzionale della Scienza delle Costruzioni, pensato per prevedere il comportamento futuro di edifici nuovi, ma piuttosto un “metodo su base empirico-sperimentale” che abbia come primo

riferimento i meccanismi di danno e di collasso evidenziati dalla storia dell'edificio; saranno questi meccanismi a validare i risultati numerici e mai viceversa.

In questa ottica, quindi, l'analisi della stabilità del Duomo di Parma, oggetto di questa tesi, ha richiesto una indagine archivistica mirata alla comprensione dell'evoluzione della Fabbrica, dei dissesti e dei conseguenti restauri, ha dato grande importanza ai risultati di un rilievo di precisione che evidenziasse non solo le forme ma anche le deformazioni, ha dedicato ampio spazio allo studio diretto dell'edificio, per comprendere il suo funzionamento e le sue patologie.

Rivalutando lo studio della storia delle fabbriche e l'individuazione empirica dei meccanismi di danno a partire dall'osservazione dei dissesti, si ricrea anche un legame di continuità con tutta la storia del costruire del passato, che sulla conoscenza accurata delle esperienze pregresse fondava la sua scienza e la sua arte dell'edificare.

Il contenuto di questa tesi è, pertanto, uno studio della fabbrica del Duomo di Parma effettuato con un'ottica diversa rispetto ai numerosi saggi sullo stesso argomento, che la precedono e che sono stati un riferimento prezioso. I risultati ottenuti, grazie proprio all'ottica diversa con la quale sono stati esaminati i documenti e l'edificio, hanno consentito nuove interpretazioni originali della storia e delle ragioni delle forme della Cattedrale.

In particolare, l'analisi delle forme e delle vicende storiche delle volte della navata maggiore ha consentito di ipotizzare un ruolo rilevante del terremoto del 1117, non solo nella storia del Duomo di Parma, ma, probabilmente, anche nell'evoluzione della forma delle volte a crociera delle chiese, dopo tale data, nell'Italia del nord e forse anche nel nord Europa.

Una nuova interpretazione di alcuni documenti del 1523-24 ha messo in evidenza come in quella data non siano state effettuate solo opere di manutenzione della vecchia cupola, ma una trasformazione completa che ha portato da un "tetto" ad un tiburio più alto e più largo, con struttura in legno, progettata dal maestro falegname Marco Antonio Zucchi.

L'analisi comparata e complessiva dei dati provenienti dal sistema di monitoraggio della chiesa, per un periodo di tempo complessivo di circa 12 anni, ha evidenziato la presenza di movimenti sensibili in atto causati dalla pressione sul terreno dei piloni che sostengono la cupola. Tali movimenti stanno procurando ulteriori fratture sui capitelli e dissesti nelle colonne della cripta. La condizione statica di questa zona è stata quindi approfondita mediante una modellazione numerica agli elementi distinti.

Infine, i rilievi visivi e strumentali effettuati immediatamente dopo l'evento sismico del novembre 2004 hanno consentito di confermare la presenza di "zone critiche" nelle strutture in elevazione della fabbrica attuale.

Capitolo 1

Revisione critica della storia del Duomo di Parma

La storia delle origini della Cattedrale di Parma non è a tutt'oggi priva di incertezze, data la scarsità delle fonti documentarie, soprattutto per il primo periodo della sua esistenza, e l'opinabilità delle ipotesi derivanti da sole considerazioni stilistico-tipologiche.

Rileggendo le vicende storiche e i documenti che le raccontano con un'ottica diversa dalle precedenti e aggiungendo agli aspetti stilistici e tipologici, già eviscerati da altri, alcune considerazioni tecnico-strutturali, si vuole cercare di dare un contributo originale a questa dibattuta materia, creando un quadro più completo e chiaro dell'evoluzione di questa importante e complessa fabbrica.

1.1 Sull'origine della fabbrica

Innanzitutto va ricordato che molte, forse addirittura tre, furono le costruzioni a vario titolo antesignane dell'attuale Cattedrale.

Il primo edificio adibito al culto cristiano a Parma fu una basilica già esistente nel V-VI secolo, costruita fuori dalle mura, a nord della città, probabilmente presso sepolture di martiri [13]. A quel tempo la città murata aveva pianta approssimativamente quadrata, quasi a ricalcare l'originario castrum romano, di estensione molto più limitata dell'attuale centro storico; a nord le mura terminavano poco a sud dell'attuale piazza del Duomo, che ne rimaneva quindi esclusa (Figura 1.2).

Proprio sotto al sagrato dell'attuale Duomo, a due livelli distinti di profondità, è stata infatti rinvenuta nel 1955 l'unica testimonianza giunta fino a noi di questa prima costruzione: si tratta di due mosaici pavimentali, il più antico con disegni geometrici



Figura 1.1: I mosaici pavimentali rinvenuti nel 1955 sotto al sagrato del Duomo [1].

e l'altro con pesci affrontati, oggi spostati sul pavimento della cripta (Figura 1.1). Questi pochi resti sono stati attribuiti da Monaco [1] alla probabile presenza di un quadriportico che precedeva la basilica, le cui fondamenta dovrebbero invece trovarsi sotto il pavimento stesso del Duomo. Unico parere discorde, rispetto a questa ipotesi, è quello del Montorsi [14], che vede nelle figure di pesci del mosaico più recente non un simbolo cristiano bensì una prova dell'esistenza di un impianto termale.

La più antica notizia dell'esistenza di una Cattedrale in Parma risale, come già notava il Testi [15], all'anno 830. Un ulteriore documento dell'884 [16] ci informa che essa sorgeva "...infra civitatem parmensem", ossia all'interno della cortina muraria (Figura 1.2). Probabilmente la migrazione della chiesa cristiana all'interno delle mura è stata dovuta all'occupazione, da parte dei longobardi, della zona a nord della città, dove sorgeva la primitiva basilica. Questa seconda chiesa, prima vera cattedrale di Parma, era già dedicata a Santa Maria Vergine, come testimoniato da un documento dell'877, col quale il Vescovo Wibodo fondò il Capitolo dei Canonici [17]. Nel 920 un incendio interessò la cattedrale, ma il Vescovo Aicardo II intervenne rapidamente, tanto che nel 923 diversi documenti [18] provano che essa era nuovamente aperta al culto. Ciò nonostante altri due incendi interessarono questa cattedrale: uno la rovinò solo parzialmente nel Natale del 1038 e uno, che colpì duramente tutta la città, la distrusse completamente nel 1058 (secondo il *Chronicon Parmense* [19] nel 1055). La struttura doveva essere costruita per buona parte in legno, vista la suscettibilità agli incendi e la rapidità di ricostruzione dopo ogni episodio.

Dunque, dal 1058 la città era nuovamente priva della sua Cattedrale. In quel periodo Parma era già da un ventennio schierata con l'Imperatore nel suo contrasto con il Papato ed era ferocemente ostile alla vicina e potente signoria dei Canossa. Nel 1046 divenne vescovo di Parma Cadalo, personaggio di grande carisma, apertamente scismatico, che arrivò a farsi eleggere antipapa col nome di Onorio II. Proprio attorno al

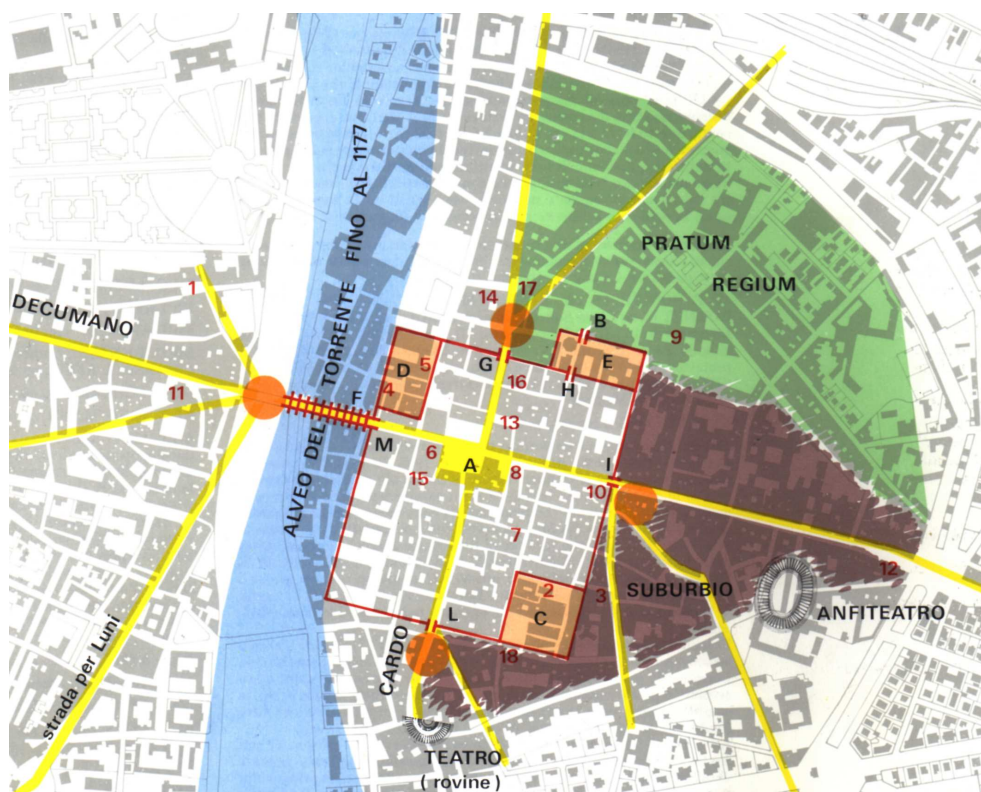


Figura 1.2: L'estensione del castrum romano, la posizione della basilica paleocristiana (indicata con la lettera B) e quella della Cattedrale "infra civitatem" (indicata con C) [2].

1055 Cadalo intraprese la costruzione del nuovo palazzo episcopale sul luogo di quello attuale, tra i monasteri di San Giovanni Evangelista e di San Paolo. E' stata quindi a lungo attribuita al potente vescovo anche la decisione di edificare dalle fondamenta una nuova cattedrale in sostituzione di quella persa con l'ultimo incendio. In realtà della data di inizio dei lavori non c'è alcuna certezza, perché fino al 1092 non esiste alcun documento certo a riguardo. Forse a Cadalo si deve solo l'ideazione del nuovo monumentale edificio, realizzato poi dopo la fine del suo dominio (1071) o forse l'attribuzione a questo grande personaggio della storia di Parma è stata semplicemente frutto di una sorta di mitizzazione.

Nel 1092, si diceva, viene per la prima volta, dopo l'incendio del 1058, citata una nuova cattedrale, questa volta "fuori le mura" [20]. Il Porter [21] ipotizza che le due chiese sorgessero in realtà nello stesso punto, ma che le mura avessero subito un restringimento nell'XI secolo, portando così fuori dalle mura ciò che prima vi era dentro. Questa ipotesi è però smentita da numerosi documenti citati dall'Affò [22], dai quali si deduce che il mutamento non avvenne solo nella reciproca posizione di chiesa e mura, ma anche tra chiesa e palazzo vescovile, dimostrando che i due edifici sono stati effettivamente ricostruiti in luoghi diversi. E' quindi ragionevole porre la data di inizio della costruzione attorno al 1090.

Indiscutibile è invece la data di consacrazione da parte di Papa Pasquale II, alla presenza della Contessa Matilde di Canossa, che segnava la fine della ribellione scismatica di Parma: il 31 ottobre 1106. A questa data la chiesa doveva quindi essere già per buona parte eretta, almeno nella parte orientale, anche se per il rito poteva bastare la sola cripta. Già nel 1104, comunque, il coro era stato utilizzato per una cerimonia pubblica [22] ed era pertanto pienamente agibile.

Osservando il complesso transetto poliabsidato (Figura 1.3), si potrebbe pensare che la costruzione sia stata inizialmente pensata a pianta centrale e solo successivamente si sia scelto di allungarla con il corpo delle navate: significativo a questo proposito il disassamento delle navate laterali rispetto alle corrispondenti absidi di testata, che sembrano così più appartenere al transetto che costituire l'ideale conclusione delle navate stesse. Qualunque fosse il progetto originario, la costruzione della chiesa è partita dalla zona absidale, secondo la consuetudine medioevale di realizzare per primo il luogo dell'ufficiatura ed è poi proseguita "con una certa lentezza", come spiega il Quintavalle [3] in seguito all'analisi dei capitelli dei pilastri interni, che "appaiono di epoche e stili differenti" e "accompagnano in pratica l'intera costruzione dell'edificio per quasi un secolo".

Non va infatti dimenticato che il 1106, anno della consacrazione della Cattedrale, segna per Parma il passaggio dall'influenza imperiale al controllo papale. Questo cambiamento di influenze è stato probabilmente anche accompagnato da un avvicendamento delle maestranze all'opera all'interno della Cattedrale, con il conseguente ingresso di nuove forme che si sono riflesse nell'evoluzione della fabbrica. La parte orientale risente quindi, probabilmente, degli influssi nordeuropei di Spira e Magonza, mentre il corpo longitudinale si sviluppa con un'impostazione più tradizionalmente basilicale.

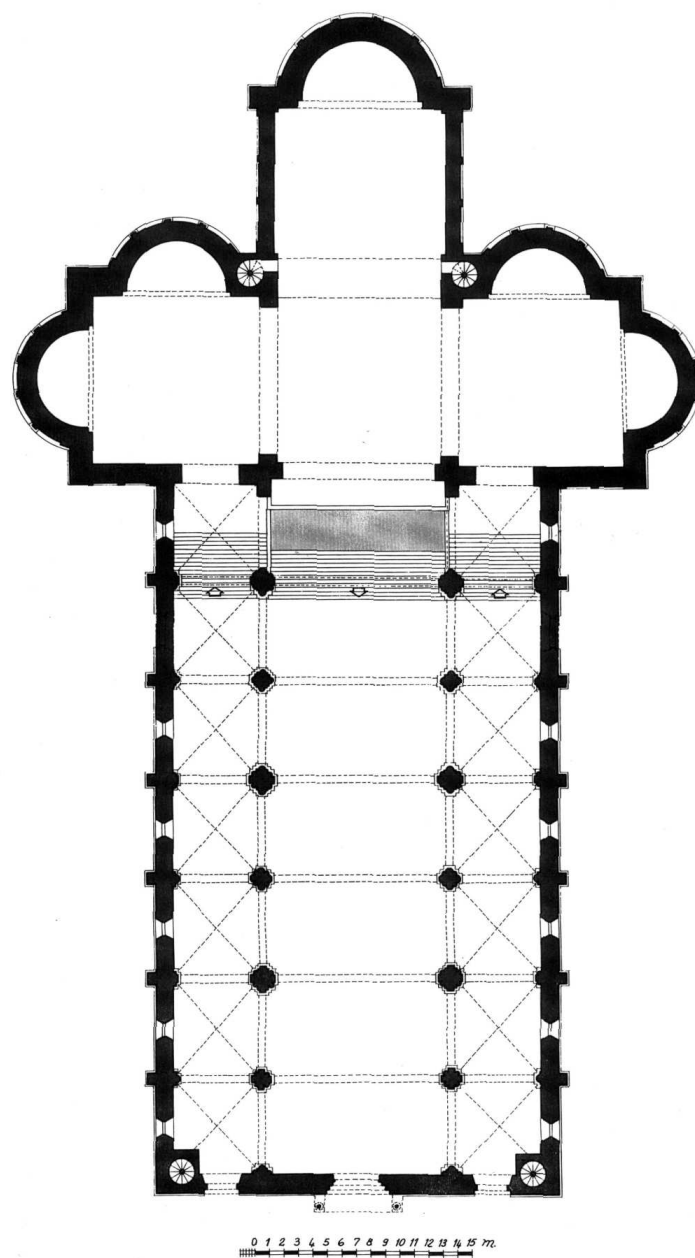


Figura 1.3: Ricostruzione della planimetria del Duomo di Parma nella prima metà del XII secolo [3].

La chiesa doveva forse essere ancora in costruzione nel 1117, quando un forte terremoto si abbatté sulla città. Sulle conseguenze di questo terremoto sulla Cattedrale di Parma si è molto dibattuto e se ne riparlerà in seguito, ma pare ormai accertato che l'apparato murario sia rimasto quello originario, mentre vedremo come questo avvenimento abbia portato radicali trasformazioni al sistema di copertura e in particolare al tipo di volte utilizzate sulla navata centrale. Di fatto, per le ferite del terremoto o per la lentezza dei lavori, almeno fino alla metà del XII secolo la Cattedrale non fu completata.

A questa data, la costruzione era composta da tre navate suddivise in sette campate, un transetto con braccia di lunghezza pari al coro e cinque absidi: la maggiore sulla testata del coro, due sulle testate del transetto e due sulle facce del transetto rivolte a est. Le navate laterali erano già allora coperte con volte a crociera che fungevano da sostegno dei soprastanti matronei. Questi, ancora coperti con una struttura lignea inclinata, si affacciavano sulla navata centrale attraverso quadrifore, ognuna inquadrata da un arco cieco risegato nel muro. Una scalinata larga come tutta la navata centrale scendeva da questa alla cripta, mentre il presbiterio appariva come un palcoscenico sopraelevato di circa tre metri dal piano della chiesa, coronato da una balaustrata continua e a cui si accedeva con scale ascendenti dalle navate laterali.

Il problema della copertura della navata centrale non trova concorde la critica: secondo Quintavalle [3] le capriate lignee di cui ancor oggi si vedono gli appoggi nel sottotetto (Figura 1.5) erano a vista, ma Gremmo [6] e Gandolfo [23] giustamente osservano come l'impostazione dei sostegni della volta suggerisca un progetto per volte a crociera o esapartite su pianta quadrata, come era comune in tale periodo.

La facciata, con profilo a capanna, non presenta contrafforti o lesene (le due triangolari sopra al protiro sono un'aggiunta del secolo scorso), ma è movimentata da tre ordini di gallerie, due orizzontali e una parallela al profilo del tetto. Montorsi [14] vorrebbe questa facciata addirittura superstita dalla chiesa tardocarolingia (che però era documentata "intra muros"), ma probabilmente la descrizione dello Stocchi [13] della facciata originaria è più vicina al vero: una semplice figura pentagonale liscia, con coronamento più basso di circa un metro, un rosone centrale e tre portali poco aggettanti, privi del protiro. Quello che si vede oggi davanti al portale maggiore fu aggiunto nel 1281 da Giambono da Bissone, e, in un secondo momento, raddoppiato in altezza. Sappiamo anche [15] che fino al XVIII secolo i piedritti alle due estremità della facciata proseguivano oltre la linea inclinata della facciata, terminando in orizzontale, come si vede nella stampa settecentesca di Figura 1.6.

Inoltre bisogna tenere presente che molto probabilmente il progetto originario prevedeva la costruzione di due torri gemelle, analogamente a quanto si può ammirare nel vicino Duomo di Fidenza. La torre sud faceva certamente già parte della prima versione della chiesa, ma fu poi demolita e ricostruita ex novo tra il 1284 e il 1294, durante l'intervento delle maestranze campionesi. Della torre nord, invece, rimane oggi un moncone (si parla infatti di "torre mozza") restaurato da Smeraldo Smeraldi nel XVII secolo (o meglio ricostruito, partendo solo da un inizio di basamento allora

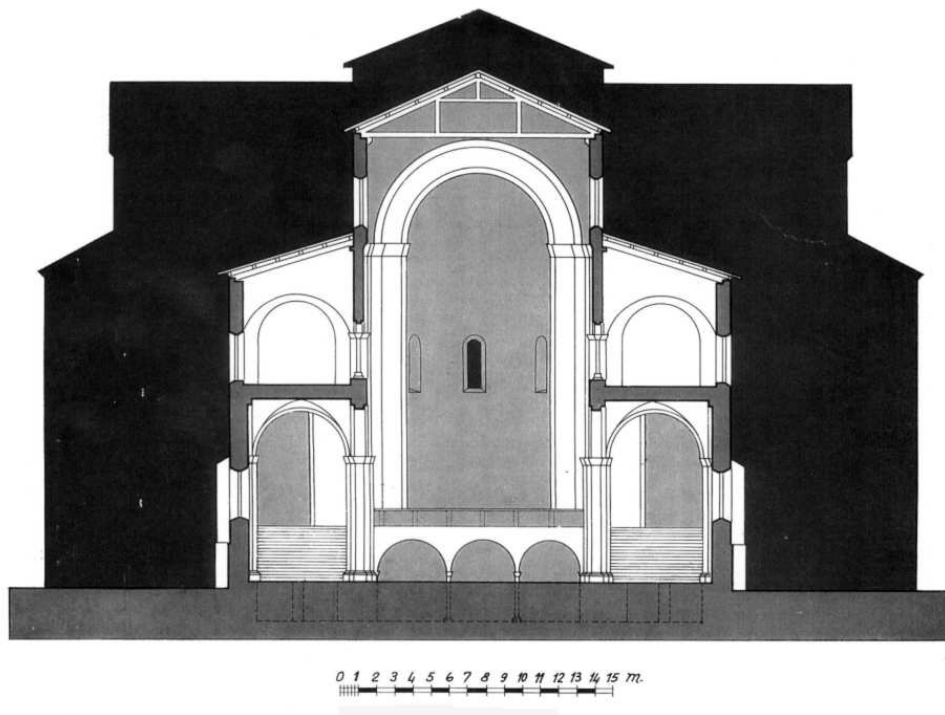


Figura 1.4: Ricostruzione della sezione sulla navata del Duomo di Parma nella prima metà del XII secolo secondo Quintavalle [3]

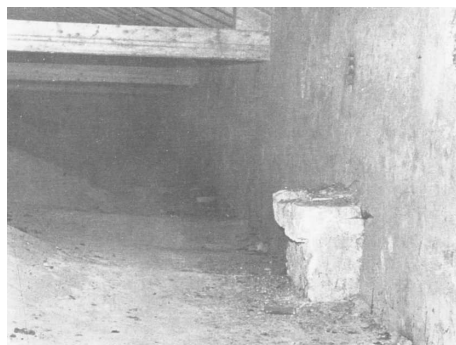


Figura 1.5: Gli appoggi delle capriate lignee ancora visibili nel sottotetto del Duomo, dopo la sostituzione delle capriate con elementi in calcestruzzo [3].

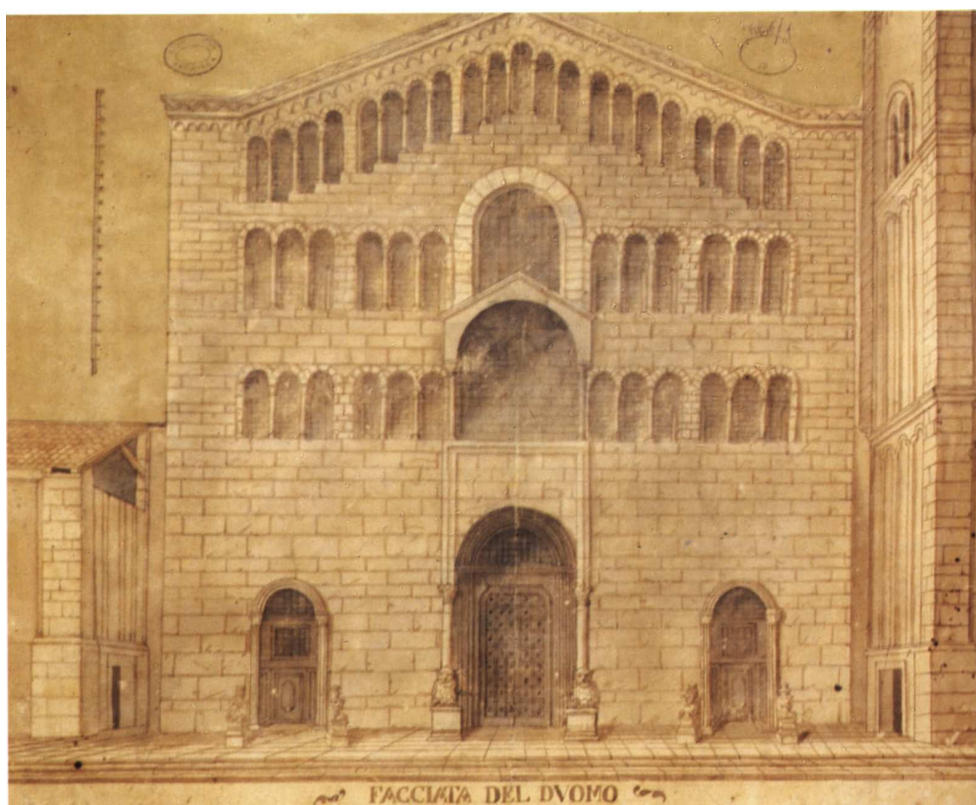


Figura 1.6: La facciata del Duomo in una stampa del XVIII secolo: i piedritti alle estremità terminavano in orizzontale.

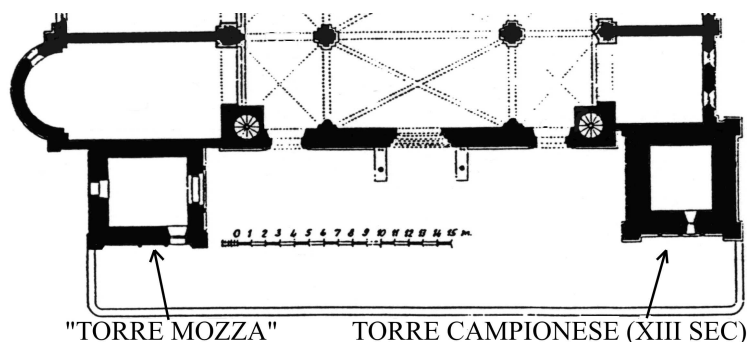


Figura 1.7: Ai lati della facciata erano previste due torri: quella di destra fu dapprima costruita, poi demolita e rifatta con diverse dimensioni nel XIII secolo, quella di sinistra non fu mai portata a termine.

esistente), ma non sappiamo se la torre in origine fosse completa e poi sia stata parzialmente distrutta o se la sua costruzione non sia mai stata terminata. In ogni caso, dalle dimensioni delle mura di base della "torre mozza" (Figura 1.7) si può dedurre che le due torri originariamente progettate fossero più piccole di quella che vediamo oggi: alte circa 30 metri, con base di 7 metri, erano spostate di un paio di metri rispetto al muro di facciata della chiesa.

1.2 Una nuova ipotesi sulle forme originarie delle strutture di copertura della navata centrale

Per comprendere l'attuale situazione delle volte e dei pilastri del Duomo è di fondamentale importanza comprenderne l'evoluzione e capire come fosse la copertura della navata centrale prima delle attuali volte a crociera. E' evidente che una soluzione con semplici capriate lignee, come ipotizzata dal Quintavalle [3] avrebbe avuto implicazioni statiche ben diverse da quelle di un sistema di volte su base quadrata. Che le capriate lignee fossero presenti fin dall'inizio per sostenere il manto di copertura è ovvio, ed è anche testimoniato dalla presenza delle mensole di sostegno nel sottotetto (Figura 1.5). Questo tuttavia non esclude che al di sotto di esse fossero presenti delle volte antecedenti, differenti dalle attuali, come certamente previsto dal progetto, data la forma dei pilastri.

Per poter intuire l'originale organizzazione strutturale delle coperture è infatti necessario analizzare il sistema dei sostegni: i pilastri sono alternati tra forti (principali) e deboli (secondari). Come ampiamente documentato nel secondo capitolo, questo sistema è molto frequente nelle cattedrali romaniche, quando si debba reggere una co-



Figura 1.8: Le sezioni di un pilastro forte e due deboli [4].

pertura a volte quadrate sulla navata centrale e volticciole quadrate di metà ampiezza sulle navate laterali. La soluzione attualmente presente a Parma, con le volte a crociera rettangolari sulla navata centrale, di lunghezza pari alla campata delle navate minori, non è quindi certamente conforme con l'ipotesi progettuale iniziale: ogni colonna viene infatti così ad avere identica funzione portante e non si spiega quindi la marcata differenziazione tra forti e deboli (Figura 1.8).

Se poi si osservano attentamente i diversi sviluppi in altezza dei pilastri, si nota come i pilastri principali proseguano oltre il capitello con una larga parasta rettangolare (pensata per reggere gli archi trasversali della volta) affiancata da due colonne a 45° (evidentemente atte a sostenere i costoloni diagonali), mentre nei pilastri secondari il saliente è costituito da una sola semicolonna: questo sistema fa chiaramente pensare ad un sostegno per volte esapartite, come quelle che si trovano nella vicina Cattedrale di Piacenza, a Nôtre Dame a Parigi (Figura 1.10) e in tutte le chiese con pilastri con simili caratteristiche. Questa soluzione non parrebbe però compatibile con un numero dispari di campate (sette) come troviamo a Parma. Per sopperire a questa incongruenza Montorsi [14] immagina che inizialmente le campate fossero otto, ma che una sia stata inglobata con l'inserimento, in epoca antelamica, del transetto poliabsidato su una originaria basilica romanica triabsidata. La Manenti Valli invece, nel suo contributo allo studio coordinato dal Di Pasquale [5], partendo sempre dall'idea modulare di quattro campate quadrate, ipotizza che l'ottava campata sia andata persa con l'arretramento della facciata, in seguito al terremoto del 1117. Ma questo vorrebbe dire proporre una nuova storia del Duomo, in contrasto con le evidenze di omogeneità delle murature da più parti confermate [15; 3] e non sufficientemente documentata, al di là di queste considerazioni stilistico-proporzionali.

Più verosimile, lasciando immutati i confini del Duomo le cui murature non mostrano cesure, che tre volte esapartite abbiano coperto le prime sei campate della navata centrale, mentre la settima, originariamente occupata dal pontile del presbiterio, e quindi anche funzionalmente differenziata dalle altre, fosse coperta con una campata rettangolare (Figura 1.11). Le volte esapartite, peraltro, sono più facili da realizzare rispetto a quelle a crociera semplici, su base quadrata, perché le vele laterali sono più piccole ed è quindi possibile realizzarle senza centine; sono sufficienti due tipi di centine



Figura 1.9: I diversi salienti dei pilastri forti e deboli oltre il livello dei matronei. In basso a destra, un dettaglio dell'abaco trapezio in pietra inserito per sostenere, oltre all'arco traverso, i due costoloni delle volte a crociera.



Figura 1.10: Le volte a crociera esapartite del Duomo di Piacenza (fine XII secolo) e di Nôtre Dame di Parigi (1160-1250).

(una per gli archi trasversali e una per quelli diagonali) per realizzare tutta la struttura. La scelta poi di porre all'estremità verso la cupola una campata più corta e più robusta, perché compresa tra due pilastri forti, aveva senza dubbio una ragione strutturale, perché permetteva di limitare le spinte a vuoto sul pilone della cupola e forniva un irrigidimento proprio là dove la struttura era più debole. Si ricorda a questo proposito che nella Basilica Superiore di Assisi, in occasione del terremoto del 1997, fu proprio la volta vicina al transetto, insieme a quella adiacente alla facciata, a crollare. Una campata rettangolare è ancor più giustificata se si pensa alla presenza del pontile sotto tale volta e al fatto che, di conseguenza, la prima campata era di fatto l'elemento di collegamento tra un transetto e una navata pensati e realizzati da maestranze diverse.

Le valutazioni che abbiamo eseguito sulla stabilità di tale impianto hanno mostrato come l'equilibrio fosse caratterizzato da una insufficiente stabilità. Innanzitutto, come già osservato, la spinta sulla facciata risultava molto elevata, così come le spinte sulle murature longitudinali, allora rinforzate solo da modesti contrafforti a sezione pentagonale. Non stupisce quindi che, successivamente al terremoto del 1117, a causa di un probabile crollo peraltro testimoniato da diverse fonti, le coperture siano state modificate, prendendo a modello quella prima campata rettangolare a oriente che aveva senza dubbio dimostrato un comportamento statico migliore. E' infatti ragionevole pensare che, se c'è stato un crollo nel 1117, questo sia avvenuto nella zona più critica, adiacente alla facciata, come è avvenuto recentemente anche ad Assisi. E' ugualmente ragionevole supporre che volte così instabili come erano quelle del Duomo in quel mo-

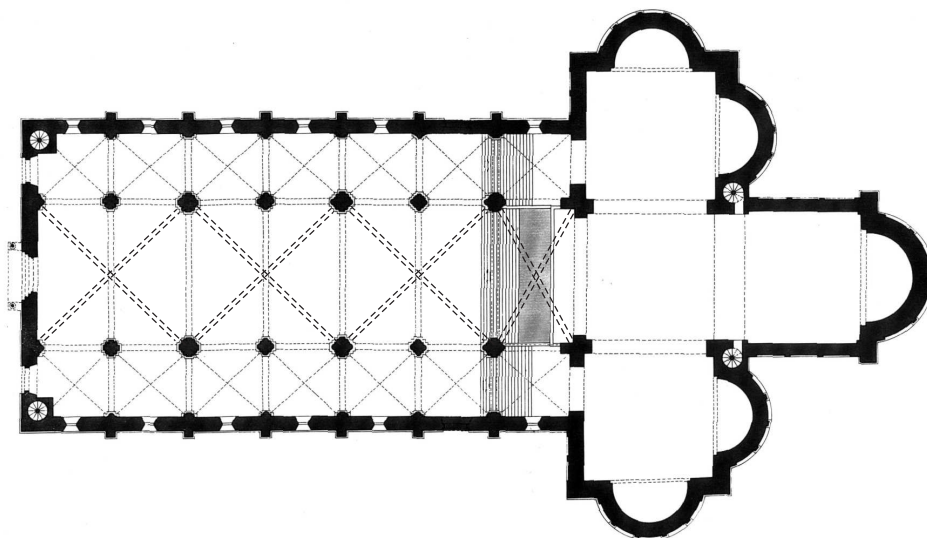


Figura 1.11: L'ipotesi di copertura della navata centrale con tre volte esapartite.

mento non possano aver sopportato senza danni un terremoto così violento da demolire completamente le vicine chiese di Castell'Arquato, Fidenza e Piacenza.

E' stato ipotizzato che, nonostante i sostegni siano stati sicuramente realizzati in previsione di una copertura esapartita, questa nel 1117 non fosse ancora stata realizzata, per mancanza di tempo o di fondi, e che quindi la copertura fosse allora con le sole capriate a vista, in attesa di essere completata. Questa ipotesi è però confutata da due documenti dell'Archivio di Stato di Parma. Il primo è composto dalle settecentesche "Osservazioni storiche sopra [...] l'antichità della città e della Chiesa Cattedrale" [24], in cui J. A. Gozzi racconta che "cascò il tetto, che seco tirò il soffitto del Duomo", dove il soffitto è evidentemente una primitiva struttura voltata. La seconda testimonianza è quella di Bonito [25] che, citando una fonte precedente, scrive che in occasione del terremoto del 1117 "la Chiesa Maggiore di Parma, che recentemente era stata edificata, e splendidamente ornata, cadde al suolo". E' difficile credere che si descriva come "splendidamente ornata" una chiesa non ancora terminata e coperta da semplici capriate a vista.

Da un impianto quadrato esapartito si è quindi passati a un sistema di volte a crociera a base rettangolare, che ha comportato alcune modifiche al sistema architettonico di sostegno, che non era certamente stato progettato per una simile copertura. I salienti deboli terminavano infatti con capitelli talmente piccoli da non riuscire a fornire appoggio sia per gli archi trasversi che per i costoloni diagonali ed è pertanto stato necessario inserire delle lastre trapezie in pietra in funzione di abachi (Figura 1.9).

Quando è avvenuta questa trasformazione? La critica non è concorde, ma alcune ipotesi possono essere facilmente escluse. Secondo Quintavalle [3] esse sono collocabili in un periodo compreso tra il 1140 e il 1190, più probabilmente tra il 1160 e il 1170, perché in questo periodo si ha notizia anche di ingenti donazioni che fanno presupporre la presenza di importanti lavori in corso. Tra l'altro solo pochi anni dopo nel Duomo intervenne l'Antelami, riformando tutto il pontile, con l'inserimento di una terza scala per accedere al presbiterio, collocata in corrispondenza della lastra mediana del pontile sulla navata centrale. La trasformazione delle volte rendeva la prima campata non più singolare e quindi anche la presenza del pontile sotto una normale campata della navata non era più congruente.

Testi [15] inserisce invece la costruzione delle volte circa un secolo dopo, nel periodo di attività delle maestranze campionesi (sul finire del XIII secolo), che intrapresero una vasta opera di rinnovamento, costruendo il nuovo campanile, modificando la parte sommitale della facciata e aggiungendo il protiro.

Stocchi [13] sostiene invece che “le volte attuali (rettangolari, ad archi ribassati e costoloni a sezione rettangolare) appartengano a una campagna costruttiva successiva [a quella originaria]”. Addirittura Montorsi [14] “constata” che la trasformazione dell'apparato di sostegno e del sistema di copertura avvenne nella seconda metà del XV secolo, quando si “ridusse a sesto ellittico gli stessi arconi su ritto forte, introdusse i minori salienti a parete in partenza dai ritti deboli e inventò i volti rettangolari a crociera”. Quest'ultima “constatazione” (così come la descrizione di “archi ribassati” fornita dallo Stocchi) si basa però su un errore di fondo: l'idea che gli arconi trasversali che vediamo oggi siano ellittici, ovvero che siano stati progettati e realizzati come tali. E' evidente che un arco ellittico sarebbe incompatibile con una datazione anteriore al XV secolo ma, in realtà, il marcato schiacciamento nella zona centrale dell'arco è una deformazione strutturale rispetto alla forma iniziale, il classico tutto sesto romanico, causata dal fuori piombo dei pilastri di appoggio (in alcuni casi addirittura superiore ai 30 cm), a sua volta causata dalla spinta non adeguatamente contrastata delle volte. Una rapida verifica effettuata modellando agli elementi distinti un arco a tutto sesto la cui imposta abbia subito uno spostamento di 40 cm (comprendente 32 cm sul lato meridionale e 8 cm su quello settentrionale, come rilevato su uno degli archi in questione) mostra la compatibilità del profilo rilevato dell'arco con la deformata calcolata (Figura 1.12).

Un'analisi ravvicinata, come quella che è stata possibile durante gli interventi di restauro condotti tra il 1988 e il 1991, ha invece permesso a Lucia Gremmo [6] di evidenziare caratteristiche costruttive (costoloni di sezione rettangolare non immorsati) e particolari decorativi (frammento di decorazione pittorica romanica sotto la decorazione cinquecentesca della seconda campata) che collocano la costruzione delle volte all'interno del XII secolo, probabilmente nella prima metà, con una continuità costruttiva comune a tutta la fabbrica, dalle absidi alla facciata. A tale proposito si può pensare anche che gli arconi trasversali non siano crollati durante il terremoto del 1117. Ancora una volta l'esperienza recente di Assisi può illuminarci sui danni che il

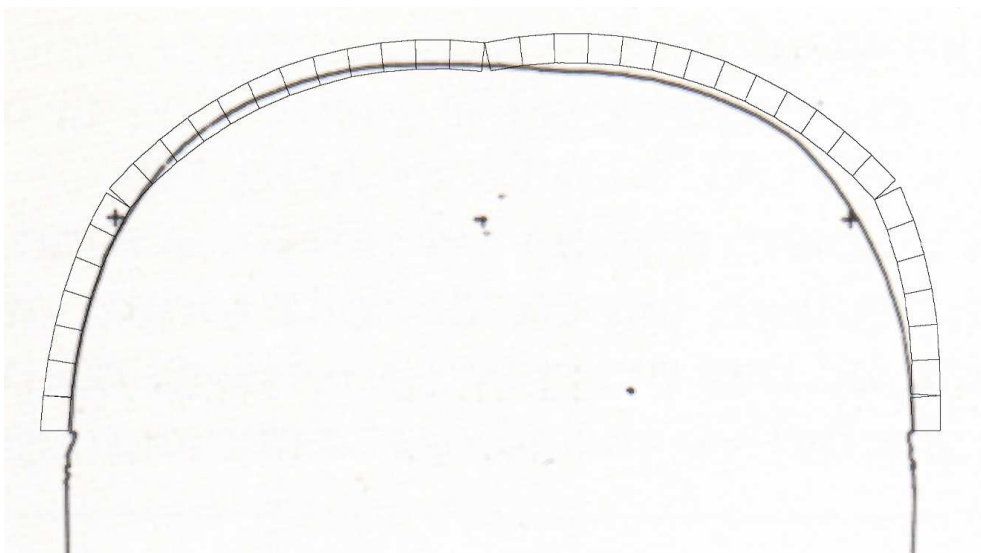


Figura 1.12: Il confronto tra il profilo del terzo arco trasversale della navata centrale e la deformata di un arco a tutto sesto cui sia stato spostato l'appoggio, ottenuta con metodo ad elementi distinti.

Duomo di Parma può aver subito in occasione di quel terremoto, ovvero il crollo delle vele delle volte verso la facciata, senza il crollo degli arconi trasversali.

Anche l'altezza e la forma delle capriate di copertura ha subito modifiche nel corso dei secoli. Un documento del 1775 [26] spiega infatti che le capriate sono state sostituite e rialzate per evitare che le catene si appoggiassero sulle sottostanti volte, mettendone in pericolo la stabilità. La sostituzione però ha anche comportato una variazione della forma delle capriate: una attenta lettura dei documenti riguardanti questo intervento ha permesso di ricostruire la particolare forma delle capriate prima che venissero sostituite. In una perizia del 1749 [27] si legge infatti che: “le catene del tetto armato di nuovo premono ancora, e sono puntellate sopra li volti, e sono in modo costrutte che benissimo si vanno dilatando, e spingono le mura”; si suggerisce inoltre di sostituire le catene “con tale intessitura che tutto il peso del tetto cadesse sopra le mura senza punto darli alcuna spinta; ma anzi servirli di concatenazione”. Queste righe già indicano che la struttura di copertura dell'epoca non solo ha ceduto e si trova puntellata sopra alle volte, ma anche che per sua “intessitura” tende a spingere sulle mura, effetto che non sarebbe presente con una capriata tradizionale. La forma di queste capriate spingenti viene meglio chiarita da due successive perizie, una del 1771 [28] che parla di molte catene poggiate sull'estradosso delle volte “sol sostenute da ferree chiavi” e una del 1774 [?] in cui le catene vengono descritte “aggiuntate con giunte riportate sopra

due teste di travi, le quali giunte sono parte di ferro e parte di legno, e ciò perché le dette cattene possano passare sopra li colmi delli volti”. Ogni catena è quindi formata da due travi inclinate, unite all’estremità con un giunto in ferro a un monaco in legno, come schematizzato in Figura 1.13. Questa insolita soluzione è stata introdotta per poter passare sopra ai colmi delle volte partendo da imposte a un livello inferiore. Le mensole su cui poggiavano le capriate, tuttora visibili nel sottotetto, sono infatti in mezzzeria delle attuali campate rettangolari, ovvero in corrispondenza del punto più elevato dell’estradosso delle volte. La scelta di realizzare le catene in questa insolita forma, non può che essere un adattamento conseguente alla costruzione di queste volte, ed è una ulteriore riprova del fatto che le volte originali fossero su pianta quadrata, poiché presentavano i punti più elevati in corrispondenza dei pilastri deboli e non dove si trovano ora. Alla luce di questa descrizione, non stupisce quindi che “quasi tutte queste cattene così giunte si sono abbassate ed appoggiate sopra il volto”, con grave danno per la stabilità dell’apparato murario.

Il fatto che l’originario sistema di capriate fosse spingente, oltre che sulle volte, anche sulle murature longitudinali, induce a pensare che all’epoca dell’innalzamento di 45 cm (10 once) del muro perimetrale non si sia partiti con la nuova costruzione direttamente dall’estremità del muro allora esistente, ma si sia eliminata tutta quella fascia muraria che presentava dissesti e deformazioni, per poi ricostruirla verticale e solida. Non a caso, la cesura tra la parte vecchia e quella nuova è poco sopra ai contrafforti, proprio perché questi avevano limitato la deformazione della parete solo fino a quel livello. In conclusione, probabilmente, il tratto di muratura di circa 1,4 m che oggi appare rifatto (Figura 1.14) non è interamente attribuibile a un soprizzo, che peraltro la maggior parte della critica attribuisce al periodo rinascimentale [3], ma è composto in parte da una ricostruzione di una fascia muraria già esistente. Se così non fosse, tra l’altro, dovrebbe essere identificabile un’ulteriore cesura nella parete, tra l’intervento settecentesco di rialzo di 45 cm e quello precedente di circa un metro, cesura che non è invece rilevabile.

1.3 Il problema della spinta delle volte: contrafforti e cappelle laterali

La presenza delle volte a crociera sulla navata centrale è alla base del meccanismo di deformazione della struttura che è durato per secoli, arrivando a preoccupare anche i tecnici del giorno d’oggi. Ma i rischi statici di un simile intervento non erano certo sconosciuti all’epoca della sua realizzazione: fin dalla costruzione delle volte si inserirono anche opere di contrasto, come catene e contrafforti, che andarono poi evolvendosi nel corso dei secoli.

La costruzione originale vedeva sui fianchi della navata centrale la presenza di contrafforti molto modesti; alcuni di essi sono in parte ancora visibili all’esterno del lato

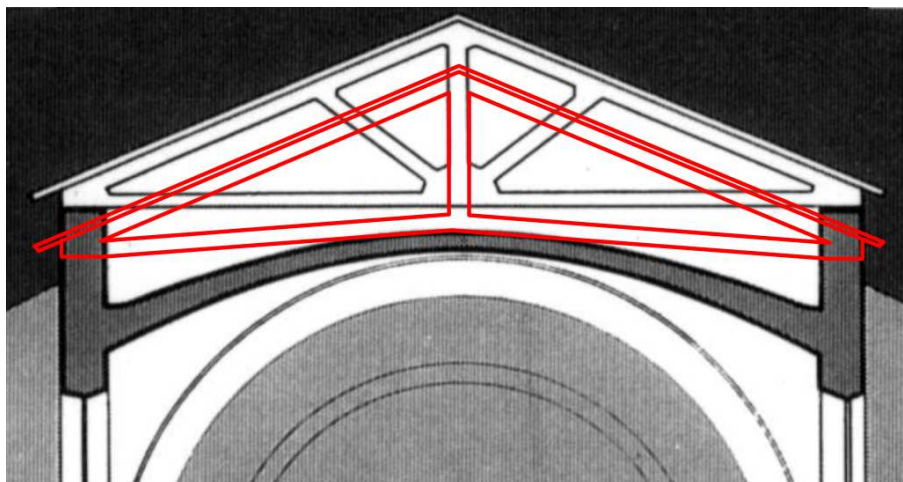


Figura 1.13: La forma delle capriate prima del 1775, con le catene inclinate per poter passare sopra il colmo della volta.



Figura 1.14: Il muro settentrionale della navata centrale: in sommità si nota la sopraelevazione avvenuta nel 1775 e sono ancora evidenti i contrafforti originali a sezione pentagonale.



Figura 1.15: L'arco di scarico rampante ritrovato nella parete divisoria tra due cappelle laterali [5].

nord della navata principale, parzialmente inglobati nei successivi contrafforti rampanti (Figura 1.14): si tratta di semplici risalti in muratura, con sezione pentagonale. La presenza di queste nervature confermano l'esistenza delle volte fin dall'impianto originale, ma la loro insufficienza dimostra anche la sottostima delle spinte fatta dai primi costruttori.

In seguito al terremoto del 1117 e al conseguente crollo del sistema di copertura, si ricostruì il sistema voltato con maggiore attenzione alle esigenze strutturali, traendo insegnamento dalla lezione subita. Le volte quindi furono ricostruite prendendo ad esempio quella rettangolare vicina alla cupola, che aveva probabilmente dimostrato una maggiore solidità, e furono inseriti i contrafforti rampanti per meglio contrastare le sollecitazioni orizzontali sui muri longitudinali. Questi primi contrafforti però non sembra siano stati sufficienti allo scopo, forse anche a causa delle deformazioni che le volte esapartite avevano già imposto ai pilastri. Si decise infatti di sopraelevarli e forse anche di supportarli con archi rampanti esterni, come sembra suggerire il ritrovamento di un tratto di arco di scarico nella parete divisoria tra le cappelle Benassi e Madonna degli Angeli (Figura 1.15).

Indubbiamente un grande aiuto alla stabilità del complesso lo diede la costruzione, dalla fine del XIV e per tutto l'arco del XV secolo, delle cappelle laterali. La costruzione

iniziò dal lato sud, dove già esisteva una cappella antecedente al Duomo, contigua al transetto, dedicata al culto di Sant'Agata. Da qui le costruzioni procedettero verso la facciata e poi passarono sul lato nord, sempre procedendo da est verso ovest, sfondando via via le pareti delle navate laterali con archi a sesto acuto e ricostruendo, spostati sul nuovo fianco, i vecchi contrafforti poco sporgenti, anche con il reimpiego del materiale romanico. Come mostrato da Tonietti nel suo capitolo in "Architettura e terremoti" [5], questi setti murari tra cappella e cappella sono indispensabili all'accoglimento delle spinte causate dalle volte, in assenza delle catene: la curva delle pressioni, infatti, cadrebbe esternamente alla sezione di base, se non fosse per l'ampliamento ottenuto con le cappelle. Questo ha suggerito che forse i muri divisorii tra le cappelle esistessero già, almeno in parte, sotto forma di prolungamento dei contrafforti quando, alla fine del XIV secolo, le pareti delle navate laterali cominciarono ad essere aperte. Non pare del resto casuale che la costruzione delle cappelle sia cominciata sul lato sud, dove ancora oggi si può notare un fuori piombo dei pilastri della navata centrale molto maggiore rispetto al lato nord: forse proprio su questo lato erano già sorti alcuni prolungamenti dei contrafforti, a sostegno delle murature più deformate.

Nonostante il fondamentale contributo stabilizzante di questi contrafforti, studiando la documentazione dell'Archivio della Fabbriceria si scopre, nella relazione del 1749 di alcuni periti [27] sulla precaria situazione statica delle volte della navata centrale, che in precedenza è avvenuta "l'incauta eliminazione degli speroni che controbilanciavano la spinta laterale" e in particolare che "gli speroni del lato settentrionale della navata sono intatti, ma gli archi hanno subito gravi danni, per essere rimasti senza contropinta sul lato sud fino a quando non si è deciso di ricostruirvi i contrafforti". Forse l'inserimento delle catene era parso sufficiente per sostenere le spinte degli archi e si era quindi proceduto, per motivi estetici, all'eliminazione della parte dei contrafforti che sporgeva dai tetti dei matronei. Questa previsione si è però rivelata errata e i tecnici sono dovuti tornare sui loro passi.

1.4 La copertura della cupola: dal "tetto" in tegole al nuovo tiburio

La cupola del Duomo di Parma è costituita da un guscio interno in muratura, che poggia, tramite quattro pennacchi, sugli arconi della crociera, e da un tiburio esterno di copertura in legno e rame, che poggia inferiormente sulla loggia che circonda la cupola interna e superiormente su un cilindro in muratura, che si erge sulla sommità della cupola (Figura 1.16). In chiave una lanterna sporge sopra il tiburio, ma senza funzione di illuminazione, in quanto priva di occhio. La parte inferiore, cioè la cupola vera e propria, risale certamente alla struttura originaria, mentre il tiburio è stato inserito solo nel XVI secolo ed ha subito diversi restauri nel corso del tempo.

In origine la cupola emergeva dal sistema di copertura all'incrocio tra navata cen-

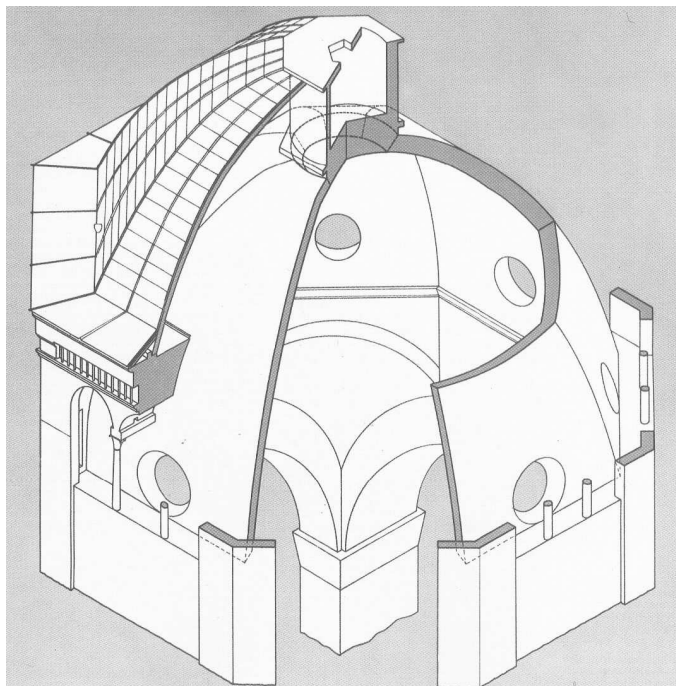


Figura 1.16: Spaccato assonometrico della cupola del Duomo di Parma [5].

trale e transetto in maniera più netta rispetto a quanto possiamo vedere oggi: esistono infatti delle finestrelle che dalla base della cupola oggi affacciano nel sottotetto della navata centrale, ma che un tempo erano evidentemente una fonte di illuminazione per l'interno. Questa mutata percezione della zona della cupola dall'esterno è stata causata dal già citato innalzamento del livello originario di tutto l'edificio, accompagnato da una variazione dell'orientamento delle falde del tetto della cupola stessa.

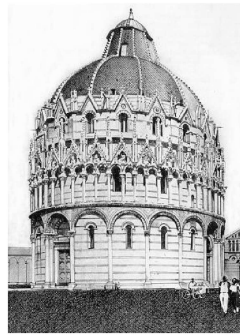
Le maggiori preoccupazioni dei tecnici sono sempre state concentrate sui problemi di penetrazione delle acque meteoriche all'interno del guscio in muratura, che sono arrivate più volte a minacciare gli affreschi all'intradosso. Lo studio dei documenti cinquecenteschi, relativi all'affidamento dell'incarico pittorico al Correggio, ha permesso di evidenziare come proprio questa preoccupazione sia alla base della decisione di fornire la cupola, fino ad allora coperta da un manto di tegole applicato sull'estradosso, di una adeguata sovrastruttura di protezione e di isolamento termico. Il Correggio fu addirittura costretto a ritardare l'inizio dell'affrescatura, dopo aver già preparato i disegni preparatori su cartone, in attesa della realizzazione di queste opere [29]. I lavori effettuati nel 1524 sono stati finora fraintesi dalla critica, che li ha interpretati come semplici opere di manutenzione.

Tre documenti, rispettivamente del 4 settembre 1523, 23 novembre 1523 e 3 maggio 1524, ci informano che nel 1524 la cupola della cattedrale è stata completamente rifatta con la nuova forma, che noi oggi vediamo, differente da quella precedente. È evidente che, se i fabbricieri decisero di fare una nuova copertura per i nuovi dipinti affidati al già famoso Correggio, ciò significa che reputavano la vecchia copertura inaffidabile e responsabile delle infiltrazioni che avevano danneggiato i dipinti precedenti. I tre documenti sono stati talvolta intesi come relativi a differenti lavori di riparazione della copertura esistente; in realtà si tratta, se correttamente interpretati, di tre contratti d'appalto relativi ad un unico intervento: la realizzazione di una nuova copertura diversa dalla precedente.

Dei tre contratti, il primo è con il Magistro Marcho Antonio Zucho (legnaiolo), vero progettista della nuova cupola, che viene incaricato della costruzione delle strutture lignee; il secondo è con il Magister Iorius del Herba che viene incaricato delle opere murarie, il terzo con il Magister Ziprianum de Bonellis, incaricato di fornire e porre in opera il rivestimento in rame. Dal primo documento, redatto in italiano, si apprende che lo Zucho viene incaricato di fare una copertura a forma di tiburio sopra la cupola, di 18 braccia di diametro (da intendersi probabilmente del cerchio inscritto) e di 6 braccia di altezza (da intendersi probabilmente a partire dalla sommità della cupola) esclusa la lanterna (“senza el capitini che li va di supra”). Dal documento risulta anche che il Magister aveva predisposto un modello del tiburio, approvato dai fabbricieri; il fatto è significativo perché chiarisce che la nuova copertura aveva forma diversa da quella precedente, altrimenti il modello sarebbe stato inutile, e che Marco Antonio Zucchi deve essere considerato l'architetto della copertura attuale. Il pagamento di 65 scudi d'oro è il degno compenso. Il secondo documento è relativo alla locazio (appalto) delle opere murarie e, come avviene anche oggi, comprende anche le opere di demolizione, che ci fanno comprendere come era la precedente copertura della cupola. Lo Iorio viene innanzi tutto incaricato di realizzare una fascia (una “fassam”, da intendere probabilmente come un sopralzo, ovvero una pila) di quintrelli murati a calce sulla sommità della cupola e del tiburio, sormontata da tre ricorsi a scalare di quintrelli. La muratura dovrà essere realizzata tagliando opportunamente i quintrelli da ogni parte (“... quintrellis incissi de toto puncto se ab omni parte ...”) in modo tale che i ricorsi a scalare siano tali da poterci costruire sopra e da poter essere un punto di appoggio (probabilmente del tiburio ligneo e del “capitello”) sopra la cupola (“... scalones sic incissos ut supra facere et fabricare ac ponere in opera supra dicta cubulla ...”). La descrizione dei lavori corrisponde esattamente a quanto noi oggi possiamo verificare. Iorio viene, inoltre, incaricato di demolire e rimuovere il “tectum existentem con omnes tegulas et ligna [...] et capitello ...”. Nel momento del contratto pertanto non c'era un tiburio, ma era ancora esistente un tectum, con tegulas e lignas (legname probabilmente necessario per il sostegno o l'ancoraggio delle tegole sull'estradosso della cupola), sormontato da un capitellum. Con il termine capitellum, ovvero capitino nell'italiano del primo documento, si deve probabilmente intendere un elemento di finitura simile ad una lanterna cieca. La cupola aveva pertanto una co-



(a)



(b)

Figura 1.17: Alcuni esempi di cupole estradossate, come era fino al 1524 quella del Duomo di Parma: (a) il duomo di Ancona, (b) il battistero di Pisa.

apertura in tegole probabilmente appoggiata direttamente sull'estradosso della cupola (in modo simile al duomo di Pisa o al battistero di Firenze e come molti edifici di epoca bizantina (Figura 1.17). È facile comprendere come una simile copertura non fornisse una sicura protezione contro l'acqua e soprattutto contro la condensa, che è uno dei fenomeni più frequenti nella sommità delle cupole non adeguatamente isolate termicamente. A tale proposito si può notare come, in tempi recenti, per proteggere gli affreschi del Correggio, siano state poste sopra l'estradosso della cupola, sotto il tiburio, delle protezioni termoisolanti. Infine, lo Iorio viene anche incaricato di rifare e riparare tutti i pilastri esistenti perimetralmente sulla cupola (“reficere et reparare omnes pilonos existentes desuper ac circum circa dicta cubulam”) e di sostituire le colonne danneggiate (“...reponere ibidem omnes colonnas marmoreas desuper dictam cubullam, cum suis basi set capitellis videlicet illas que indigent remissione seu restaurazione ...”). Il terzo documento, infine, contiene un accordo (conventiones) per la fornitura e posa in opera di lastre di rame, per la copertura della cupola, da realizzare nei mesi di agosto o settembre del 1524 (“pro cohertura cupole ipsius ecclesie parmensis ab extra de bande seu ramo [...] per totum mensem augusti vel septembris proxime futuri ...”). Giustamente la realizzazione della copertura viene prevista in mesi caldi e asciutti e si deve ritenere che anche gli appalti contenuti nei primi due documenti siano stati realizzati, probabilmente insieme, nei mesi estivi.

Si può pertanto ragionevolmente affermare che la cupola del duomo di Parma aveva fino al 1524 una protezione ben diversa rispetto a quella attuale, che corrisponde a quella progettata dal maestro Marcantonio Zucchi.

Che la cupola fosse in origine estradossata, ovvero coperta solo da un manto di coppi

fissato direttamente sull'estradosso, è testimoniato anche dall'accurata realizzazione degli scarichi per le acque meteoriche al livello dell'estradosso della cupola stessa che non avrebbero senso se sopra fosse sempre esistita un'altra copertura.

Infine, su richiesta del Correggio stesso, le aperture romaniche vennero sostituite da più ampi oculi, che potessero meglio illuminare la grandiosa opera d'arte che sarebbe stata, da lì a breve, realizzata nella cupola.

Da allora il sistema strutturale è rimasto invariato, nonostante i numerosi interventi di restauro, che si sono concentrati soprattutto sul periodico rinnovamento del manto di copertura e dei sistemi di smaltimento delle acque meteoriche.

1.5 Gli interventi del XVI secolo

Nel XVI secolo l'interno della Cattedrale fu sottoposto a una sostanziale opera di rinnovamento, sia dal punto di vista architettonico che, soprattutto, decorativo. E' questo infatti il periodo in cui il Correggio affrescò la cupola (1524-1534), Girolamo Mazzola Bedoli le volte della navata centrale (1555-1557), Lattanzio Gambara le pareti della navata centrale e la facciata interna (1567-1571) e, infine, Alessandro Mazzola (figlio di Girolamo) affrescò con alcuni aiuti le navate laterali.

Ma maggior interesse, dal punto di vista strutturale, destano le numerose variazioni architettoniche eseguite in questo secolo, che, anche se non mutarono il comportamento strutturale globale dell'edificio, fungono oggi da utile punto di riferimento per valutare l'evoluzione dei dissesti.

Dapprima, nel 1549, si coprirono con volte a crociera anche i matronei, che fino ad allora erano rimasti con orditura lignea a vista. Poi Lattanzio Gambara pareggiò la zona di muro sovrastante le quadrefore che dai matronei si affacciano sulla navata centrale, riempiendo i sovrastanti arconi ciechi, in modo da creare una serie di superfici rettangolari che meglio si prestavano alle sue esigenze di affrescatore. L'unica campata che fu esente da questo intervento è l'ultima sulla sinistra, dove nel 1548, prima dell'intervento di Gambara, venne spostato l'organo, chiudendo la quadrefora verso la navata maggiore, e realizzata una volta lunettata. Nel secolo scorso il momentaneo spostamento dell'organo permise di riscoprire l'originario aspetto di questi setti murari (Figura 1.18).

Ma l'intervento di maggiore impatto avvenne nel 1566, quando si trasformò radicalmente l'area di passaggio navata-cripta-presbiterio, smantellando il pulpito antelamico e creando un'unica grande scala di accesso al presbiterio in luogo delle tre (una al centro della navata mediana e due in quelle laterali) prima presenti. Per reggere questa nuova grande scala furono create tre volte a botte inclinate, distruggendo la cappella ovest della cripta dedicata a Santa Maria della Neve.

Negli stessi anni, si realizzò anche il rifacimento totale del pavimento con lastre in marmo rosso di Verona, come i gradini della nuova scala, ma anche con il probabile reimpiego di alcune pietre tombali rovesciate provenienti dalla ex-area cimiteriale del



Figura 1.18: L'ultima campata a sinistra rivelò, alla rimozione dell'organo, l'originario arco cieco che inquadrava le quadrifore dei matronei [5].

“Paradiso”, sul fianco sud del Duomo [30]. Successivamente il solo pavimento del transetto fu sostituito nel 1851, probabilmente a causa delle eccessive deformazioni causate dall’affossamento dei pilastri portanti della cupola.

Stocchi [13] parla anche di “rifacimento delle volte della cripta” in questo periodo, ma la notizia non trova altri riscontri: solo nel 1781 venne effettivamente presentato un progetto organico di risistemazione della cripta, peraltro non portato a termine, come dimostrato, tramite un attento esame dei documenti di pagamento della Fabbriceria, da Gabriella Guarisco [31].

1.6 Recenti restauri

Nel XX secolo gli interventi strutturali sul Duomo di Parma si sono concentrati soprattutto sulla navata centrale, i cui dissesti e deformazioni hanno continuato a preoccupare i tecnici dei secoli addietro, tanto che il professor Montecchini nel 1863 affermava: “bisognerà decidersi a rifar le volte di tutta la navata” [32].

Tra il 1951 e il 1954 furono sostituite integralmente le capriate lignee di copertura della navata centrale con delle capriate prefabbricate in cemento armato e con la realizzazione di un cordolo che corre tutto attorno alla sommità delle murature della navata centrale.

Negli anni '50 una delle catene della navata centrale ha ceduto, ma solo nel 1973-74 si provvide alla sostituzione di tutte le catene della navata centrale.

Alla fine degli anni Ottanta del secolo scorso si decise poi di restaurare gli affreschi delle prime due volte a crociera della navata centrale, che erano in cattivo stato di conservazione. Ma, appena i ponteggi permisero un esame più ravvicinato, ci si rese conto che era la struttura portante a necessitare degli interventi più urgenti [6]: gli arconi trasversali in pietra erano deformati e lesionati in più punti, i costoloni diagonali in mattoni, non immorsati, erano ormai staccati dalle vele della volta. Per ridare compattezza agli elementi strutturali senza intaccare gli strati di intonaco dipinto si scelse di intervenire dall’estradosso con una serie di cuciture che miravano a far collaborare tra di loro le volte, i costoloni e gli arconi. Queste cuciture sono composte da barre in acciaio inox protette da guaine in pvc, fissate da un lato con resina epossidica nel concio di pietra e dall’altro con bulloni a un traliccio flessibile (per consentire le deformazioni termiche) in ferro sulla superficie estradosale delle volte (Figura 1.19), ricoperte poi da una sottile cappa in calcestruzzo (Figura 1.20).

Nel 1992 è stato installato un sistema di monitoraggio automatico del comportamento strutturale della chiesa, affiancato dal 1998 da un analogo sistema per il campanile. Attualmente sono in corso opere di restauro sugli intonaci e sugli elementi in marmo della cripta, nonché sulla parte esterna della facciata.

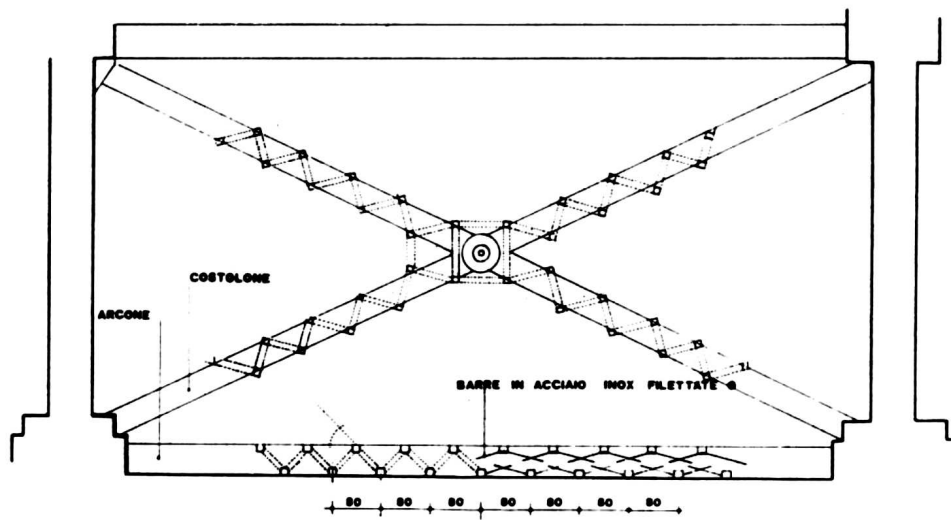
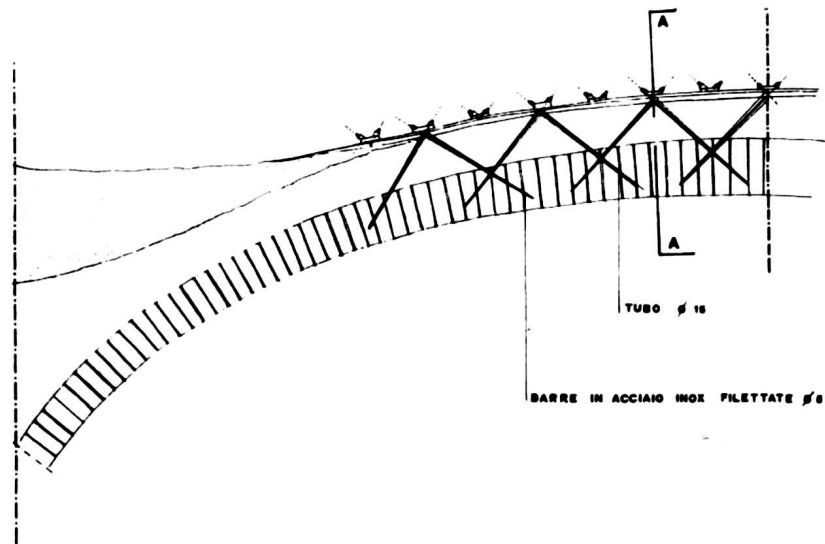
PIANTA**SEZIONE SUL COSTOLONE**

Figura 1.19: L'intervento di consolidamento estradossale delle volte della navata centrale [6].



Figura 1.20: L'attuale situazione della copertura della navata centrale.

1.7 Parma, il Duomo e i terremoti

Nonostante sia entrata solo da pochi mesi nell'elenco delle zone considerate sismiche dalla normativa italiana, Parma ha una storia costellata da eventi sismici di varia intensità, anche se mai catastrofici [33]. Raramente, infatti, i terremoti hanno raggiunto a Parma intensità superiori ai 7 gradi della scala Mercalli, tali, cioè, da causare danneggiamenti seri e diffusi al patrimonio edilizio. Per inciso, l'intensità di questi terremoti "storici" non può che essere misurata con la scala Mercalli, poiché le uniche informazioni disponibili riguardano gli effetti osservabili sui manufatti umani e non certo la quantità di energia sviluppata su cui si basa la scala Richter.

Come si può vedere in Tabella 1.1, l'evento sismico di maggiore intensità di cui si abbia notizia è anche il più lontano nel tempo: si tratta del già citato terremoto del 1117, con epicentro nel Veronese, che ha raggiunto Parma con una intensità stimata di 8,1 gradi della scala Mercalli. Le cronache dell'epoca parlano di "non poche migliaia di morti" e di molte case abbattute, tra le quali anche il Palazzo Vescovile e il Duomo. Sui danni apportati a quest'ultimo la critica non è concorde, ma la questione sarà approfondita in seguito.

Successivamente si registrarono terremoti "abbastanza forti" (cioè attorno al quinto grado) nel 1222 e nel 1304, ma passarono quasi tre secoli prima che altri due eventi sismici recassero danni agli edifici: uno del settimo grado della scala Mercalli nel 1409, che causò la caduta di molti camini, dei merli del Palazzo Civico e del muro di Sant'Agnese, e uno dell'ottavo grado nel 1438, che causò il crollo di alcune case e di parte del Palazzo Civico, già danneggiato dal precedente sisma.

Anno	Intensità stimata a Parma (gradi scala Mercalli)	Fonti documentarie	Danni documentati al Duomo
1117	8,1	Chronicon Parmense (XIV sec.) Annales Parmenses Minores (XIV sec.) Carlo Sigonio (1592) Padre Papotti (1674) J.A. Gozzi (XVIII sec.)	Crollo Crollo Crollo Crollo Crollo tetto e soffitto
1222	5	Salimbene de Adam (XIII sec.)	Nessuno
1304	5	Chronicon Parmense	Nessuno
1409	7	G. da Cornazzano (XVI sec.)	Nessuno
1438	8	Cronaca di Ripalta (XV sec.)	Nessuno
1505	5	Manoscritto di Ubaldo Bianchi (XVIII sec.)	Nessuno
1511	5	Storia di Parma di Benassi U. (XIX sec.)	Nessuno
1695	6,5	Archivio dell'Osservatorio Meteorologico di Parma	Piccola fenditura nella cappella della Beata Vergine della Neve
1831	7	Gazzetta di Parma	La croce posta sulla cupola si inclinò verso ovest
1832	7	Gazzetta di Parma	Nessuno
1901	6	Archivio dell'Osservatorio Meteorologico di Parma	Nessuno
1920	6	Gazzetta di Parma	Nessuno
1971	7	Corriere della Sera	Si è fermato l'orologio sul campanile
1983	7	Archivio dell'Osservatorio Meteorologico di Parma	Apertura di diverse lesioni sulle volte della navata centrale e sulle laterali
1994	5		Nessuno di rilievo
2004		Rilievo visivo e strumentale in sito	Caduta di calcinacci all'intersezione tra la facciata e le murature longitudinali e sotto all'arco tra cupola e coro

Tabella 1.1: La storia sismica di Parma: fonti documentarie e effetti sul Duomo.

Nel 1505 e nel 1511 due terremoti del quinto grado provocarono danni minori, mentre nel 1695 si ha notizia, come si approfondirà in seguito, dell'apertura di una fessura nel transetto sud del Duomo in seguito a un terremoto di 6,5 gradi della scala Mercalli. Un altro terremoto di pari intensità nel 1740 passò invece senza conseguenze.

Due eventi sismici del settimo grado si susseguirono poi a distanza di un anno uno dall'altro nel 1831 e 1832, entrambi con epicentro nel reggiano, provocando la caduta di comignoli e calcinacci, l'apertura di molte lesioni e il crollo di qualche tetto. Il primo fece anche piegare verso ovest la croce posta sopra alla cupola del Duomo.

Nel 1901 e nel 1920 due terremoti del sesto grado causarono danni limitati. Nel 1971 si ricordano una cinquantina di edifici danneggiati da un sisma del settimo grado, con crolli nell'edificio carcerario e lesioni nelle chiese di San Sepolcro e Sant'Antonio.

Ultimo sisma rilevante avvenuto nella zona parmense è stato quello del 9 novembre 1983, di intensità pari a sette gradi della scala Mercalli. Provocò tre morti e diffusi danni al patrimonio edilizio. Ben 21 chiese della città risultarono lesionate, caddero diversi comignoli e in qualche caso si rilevò anche il crollo di tetti e la perdita di verticalità di pareti portanti. Sul Duomo si sono rilevate numerose fratture, di cui alcune passanti, lungo l'asse longitudinale delle volte della navata centrale e di quelle minori.

Infine, la scossa del 25 novembre 2004, per quanto molto lieve, ha causato la caduta di calcinacci in diversi punti della Cattedrale. La zona che si è dimostrata più sensibile alle sollecitazioni sismiche, subendone la maggiori conseguenze, è stata quella in adiacenza alla facciata e in particolare la cappella che confina con la torre campanaria. Un piccolo pezzo di intonaco si è anche staccato dalla chiave dell'arco tra la cupola e il coro, già oggetto di precedenti restauri.

Come si può vedere da questo breve elenco, che, a parte quello del 2004, comprende solo i terremoti che secondo la classificazione introdotta da Mercalli possano almeno essere definiti "abbastanza forti", Parma è abituata ai terremoti e anche la storia del Duomo ne è stata influenzata, fino a partire dalla sua costruzione. La tipologia costruttiva ha anche mostrato di presentare alcuni punti deboli persino nel caso di terremoti di entità molto modesta.

Nel seguito si esaminano dunque i due terremoti, quello "catastrofico" del 1117 e quello minore del 1695, che hanno portato alla Cattedrale le maggiori conseguenze, siano esse immediate o a distanza di tempo.

1.7.1 La vexata quaestio del crollo del 1117

Il tre gennaio 1117 la città di Parma fu scossa da un violento terremoto, con epicentro nel Veronese, dove l'intensità raggiunse i nove gradi sulla scala Mercalli. Questo terremoto ebbe rilievo enorme nelle cronache dell'epoca, che lo dipingono come un evento tremendo e sovranaturale: ad esempio i coevi *Annales Disibodi* raccontano che il fiume Po si inarcò aprendo una via tra la terra e l'acqua e che quell'anno avvennero ben due eclissi di luna; queste suggestioni hanno poi portato tutta la successiva storiografia

grafia ad esagerare le conseguenze dell'evento sismico, allargandone l'area di influenza e attribuendogli tutti i danni subiti dagli edifici del nord Italia nel XII secolo. Occorre quindi molta prudenza nell'analizzare le fonti che riguardano questo evento.

Le conseguenze sulla città di Parma furono certamente sensibili, con numerosi danni e perdita di vite umane, tanto che si stima un'intensità locale di circa 8,1 gradi sulla scala Mercalli [33]. In particolare, diverse fonti parlano di un crollo della Cattedrale: i trecenteschi *Chronicon Parmense* [19] e *Annales Minores* [34] sostengono che “maxima pars Ecclesiae Sanctae Mariae dirupta fuit”; Carlo Sigonio [35], nel 1592 racconta che “precipuae Parmae nova basilica, Veronae edificiorum pars maxima corrui”; infine nel XVIII secolo J. A. Gozzi, nelle sue “Osservazioni storiche sopra [...] l'antichità della città e della Chiesa Cattedrale” [24], descrive puntualmente (ma a più di sette secoli di distanza) che “cascò il tetto, che seco tirò il soffitto del Duomo, ed in vari luoghi le mura aperte, non tanto per lo squotimento del tremuoto, quanto per la caduta del tetto, e soffitto, ed il Comune aiutato dalla Contessa Matilde restaurò il Duomo, o per meglio dire fu rifatto di nuovo”. Non si sa da quali fonti il Gozzi abbia potuto trarre queste informazioni, che paiono però talmente circostanziate da far dubitare che siano solo frutto della suggestione: probabilmente egli aveva a disposizione documenti che ad oggi sono andati perduti, tant'è vero che un'altra testimonianza del crollo del Duomo, scritta da Bechigni nel XV secolo, è giunta fino a noi solo grazie alla copia che ne fece Gozzi [24].

Tutte queste notizie hanno per lungo tempo portato una parte della storiografia a sopravvalutare le reali conseguenze del sisma, che pure devono essere state gravi, ipotizzando una seconda campagna di lavori iniziata nel 1117 e che avrebbe stravolto la cattedrale conferendo al monumento le sue linee definitive. Montorsi [14] sostiene che col terremoto crollò la zona absidale di una precedente basilica romanica e che il successivo intervento dell'Antelami riconcepì la testata con una forma centrica in funzione di transetto poliabsidato, così come lo vediamo oggi, inglobando l'ottava e ultima campata della chiesa verso est. La Manenti Valli [5] ritiene invece più probabile che il terremoto abbia provocato il crollo della facciata e che questa prima fosse a filo con la torre campanaria; nella ricostruzione anche in questa ipotesi si sarebbe persa una campata, questa volta a ovest, con l'arretramento della facciata. In realtà molti autorevoli storici dell'arte, a partire dal Testi [15] fino al Quintavalle [3], concordano sul fatto che le murature della Cattedrale sono omogenee e continue dalle absidi alla facciata e dalla base fin quasi alla sommità (bisogna escludere l'innalzamento settecentesco di cui si è già detto). Non si individuano quindi linee di ripresa che possano testimoniare di un crollo, anche parziale, delle murature dell'edificio. Tuttavia questo non esclude del tutto che dei gravi dissesti siano avvenuti: in particolare, questa analisi sulle murature sarebbe compatibile con un crollo della copertura e delle volte esapartite, come quello descritto dal Gozzi, che sarebbe potuto rimanere impresso nella memoria della popolazione come un “crollo” della Cattedrale. Una situazione del tutto simile si è verificata ad Assisi nel 1997, quando il crollo di due volte non interessò in alcun modo le adiacenti murature. Del resto è difficile pensare che la costruzione di un nuovo

complesso sistema di volte, diverso da quello previsto al momento della costruzione dei pilastri, poco dopo il completamento della chiesa, non sia stata causata o quanto meno influenzata dalle conseguenze del più violento evento sismico della sua storia.

1.7.2 Le conseguenze del terremoto del 1695 sulla Cappella della Beata Vergine della Neve

Tra il 1767 e il 1781 la volta a crociera antistante la cappella della Beata Vergine della Neve, nel braccio sud del transetto, fu demolita e ricostruita. L'origine del dissesto che ha portato a questa drastica decisione non è chiara.

Analizzando l'evoluzione della situazione statica nelle perizie della Fabbriceria [31], pare che il peggioramento non sia dapprima molto rapido. La prima denuncia del dissesto che ha colpito la volta è del 31 gennaio 1759, e da lì in poi la situazione viene regolarmente monitorata da Cristoforo Bettoli e Gherardo Bernardi. Il 4 giugno 1764 il lunettone a ovest viene descritto incurvato verso il basso e crepato in più punti; si suggerisce di riempire le crepe con gesso. Anche il sopralluogo del 1766 si conclude con il consiglio di riempire le nuove crepe, che in soli due anni si sono riaperte, con gesso. Solo nel febbraio 1767 la situazione appare decisamente peggiorata: l'abbassamento dei lunettoni e la formazione di diverse fenditure nella volta e nel muro (in particolare due crepe aperte a sud-est) iniziano a destare serie preoccupazioni solo un mese dopo, il 6 marzo 1767, si registra la progressione del danno, con rilasciamento del volto e distacco del muro a sud, con caduta di calcinacci. Questa rapida evoluzione porta alla decisione drastica del puntellamento (in attesa di ricopiare il dipinto) e della demolizione. Alla ricostruzione della volta viene associato l'innalzamento delle murature di sostegno di otto onces, per evitare che il tetto si appoggi sull'estradosso della volta, e il posizionamento di due catene.

Ma andando indietro nel tempo di qualche decennio, si scopre che un primo dissesto era già venuto alla luce nel 1695. In quell'anno, infatti, un terremoto con epicentro nell'Asolano, si fece sentire a Parma con un'intensità di 6,5 gradi della scala Mercalli. Data la potenza relativamente bassa del sisma, le conseguenze sulla città non furono molto gravi e si limitarono alla caduta di qualche comignolo e di un tetto. Nel Duomo però viene segnalata proprio la creazione di una "piccola apertura nella Cappella della B. V. della Neve" [36]. Questa piccola apertura creata dal sisma, quindi, è all'origine dello stato di dissesto della copertura e della crociera che probabilmente si è evoluto, anche a causa delle conseguenti infiltrazioni di umidità, fino a portare alla situazione irreversibile di settanta anni dopo.

Infine si sottolinea come anche la volta a crociera posta sul lato nord del transetto ha probabilmente subito danni dal medesimo sisma, anche se di entità inferiore. Infatti negli stessi anni in cui si decideva la demolizione e la ricostruzione della Cappella della Beata Vergine della Neve, il 2 dicembre 1771 il perito Francesco Poma riferisce che "il volto del laterale annesso alla cupola verso settentrione, nel suo fianco, o sia lunetto-

ne verso ponente, si riconosce avere alquanto ceduto, vedendosi fuori del suo [garbo] naturale, come sono le altre parti di detti lunettoni” ma non mostra particolare preoccupazione, perché “non ostante, che vi sia appoggiato sopra il peso del tetto, si vede però, che conserva tuttavia la sua robustezza nella montata, non scorgendosi nemmeno fenditure pericolose”. Due anni e mezzo più tardi, il 5 maggio 1774, il capomastro Angelo Rasori denuncia analoghi dissesti e, più preoccupato del suo predecessore circa la stabilità di questa struttura, propone alcune soluzioni: “si dovrà alzare li muri, come quelli del volto fatto di nuovo, ed appoggiare tutto il tetto sopra due cattede di legno armate, le quali leveranno tutto il peso del tetto al volto. Riguardo poi alla lunetta abbassata si dovrà riportare uno o due quadri di ferro sotto detta lunetta, e questi sostenuti da un traverso pure di ferro da riportarsi sopra il medesimo volto, e dall'altra attaccati al muro esteriore con li suoi chiavaroli”.

Capitolo 2

Analisi comparativa delle caratteristiche tipologiche peculiari del Duomo di Parma

Alcune caratteristiche tipologiche del Duomo di Parma, come emerge anche da quanto esposto nel primo capitolo, sono talmente peculiari e insolite, nel panorama romanico italiano, da indurre molti critici, nel tentativo di spiegarle, a proporre le più disparate ipotesi compositive e ancor più varie cronologie dei diversi interventi e delle diverse modifiche strutturali, almeno per la prima fase di vita della Fabbrica, per la quale maggiore è la carenza di documenti certi. Si possono ricordare, ad esempio, le contrastanti ipotesi sull'impianto originario fornite da Quintavalle [3], con le capriate a vista sulle murature originarie, da Montorsi [14], con il transetto poliabsidato inserito in un secondo momento, e da Manenti Valli [5], con la facciata arretrata di una campata. Alcune considerazioni di carattere geometrico e statico possono forse aiutare nella definizione delle ipotesi più realistiche.

La tipologia architettonica più comune in Emilia a cavallo tra i secoli XI e XII è quella a pianta basilicale, con tre navate absidate e pilastri con semicolonne addossate, alternati tra deboli e forti in rigorosa funzione del loro ruolo portante [37]. A questa categoria appartengono le coeve cattedrali di Modena e Fidenza, quella di poco successiva di Piacenza e la collegiata di Castell'Arquato. Allargando l'area di studio troviamo molti altri esempi simili, tra cui San Zeno a Verona, Sant'Ambrogio a Milano e il Duomo di Cremona, prima dell'inserimento trecentesco del transetto.

A Parma, invece, si nota subito una forte differenza tra la zona del coro e del transetto, che richiama uno schema a pianta centrale, e l'impianto tipicamente basilicale delle navate, differenza rimarcata dall'evidente disassamento delle absidiole laterali rispetto alle navate minori. Questa disomogeneità compositiva ha fatto propendere

molti studiosi [3; 14; 23] verso l'ipotesi di due distinte fasi realizzative, e forse anche progettuali, tra la parte orientale e quella occidentale della chiesa.

Ad avvalorare queste ipotesi ha contribuito anche la complessità della cripta che, ricalcando la pianta della struttura soprastante, si estende non solo sotto al presbiterio, ma anche sotto ai due bracci del transetto e al coro, riprendendo le cinque absidi presenti in elevato, con una articolazione insolita rispetto alle cattedrali coeve.

Altro aspetto che ha suscitato le più svariate interpretazioni è l'alternanza, lungo la navata centrale, tra pilastri forti e pilastri deboli, caratterizzati da sezioni a fascio con geometrie differenti sia alla base che nella prosecuzione oltre il livello dei matronei. L'alternanza in sé non è affatto inusuale, ma è sempre subordinata a una diversa finalità strutturale dei due pilastri, anziché di una uguale funzione di sostegno alle volte a crociera a base rettangolare, come accade a Parma. Che la struttura delle volte di copertura giunta sino a noi sia successiva e difforme dall'impianto originario è fuor di dubbio, ma sapere cosa sostenessero prima questi pilastri (o cosa avrebbero dovuto sostenere nella mente del progettista) e perché è stato effettuato il cambiamento è impresa più ardua, se non si introducono valutazioni relative alla stabilità delle volte stesse.

Per cercare di dare una possibile risposta a questi nodi controversi è certamente di aiuto anche una analisi comparativa con edifici della stessa epoca che presentino caratteristiche simili a quelle esposte o che hanno subito trasformazioni simili dell'apparato a volte di copertura. Confrontare le soluzioni adottate e le vicende storiche dei diversi casi e risalire alle forme più diffuse nel periodo in esame, permette di fare maggiore luce su quella che poteva essere l'impostazione strutturale originaria e sulla cronologia delle sue modifiche.

2.1 Absidi laterali del transetto disassate e corpo orientale a pianta centrale

Come già rilevato, osservando la pianta del Duomo di Parma, depurata delle aggiunte quattro-cinquecentesche (Figura 1.3), si può notare facilmente una marcata disomogeneità tra il corpo orientale, con tre elementi a base quadrata e cinque absidi che circondano la crociera, con una impostazione da "mezza" pianta centrale, e l'impianto tipicamente basilicale delle navate, con navata centrale di luce doppia rispetto alle laterali. Anche il fatto che il transetto sia notevolmente sopraelevato costituisce una cesura tale che tutto l'insieme transetto-abside-pontile costituisce quasi uno spazio a parte. Questa cesura compositiva è ulteriormente sottolineata dall'evidente disassamento delle absidiole laterali rispetto alle navate minori e dalla differenza tra lo stile scultoreo dei capitelli e delle decorazioni più antico nel corpo orientale e quello più avanzato nei capitelli della navata [3]. Il passo tra queste considerazioni e l'ipotesi di due distinte fasi costruttive, con modifica del progetto originario, è breve.

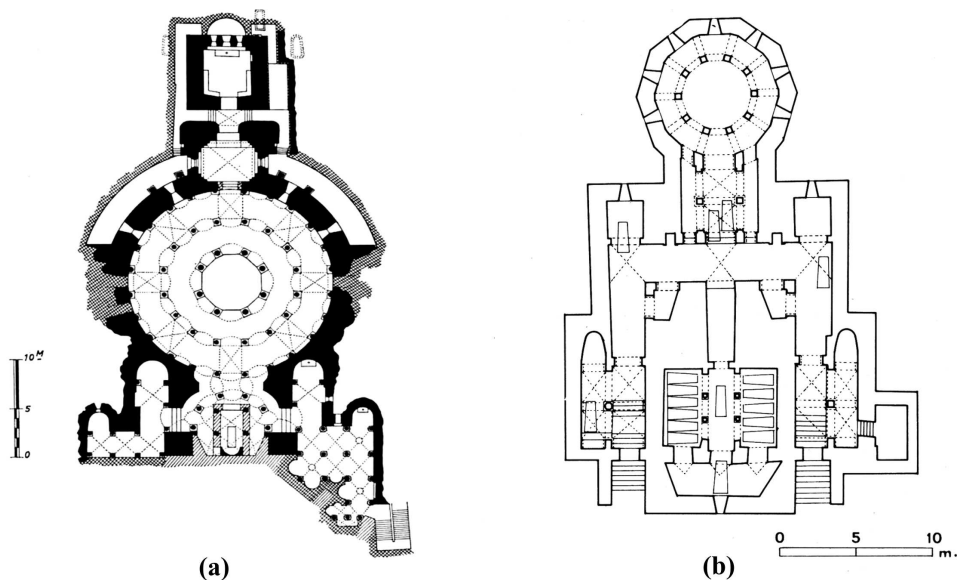


Figura 2.1: Alcuni esempi di chiese caratterizzate dalla sostituzione dell'abside con una corpo a pianta centrale: (a) l'Abbazia di San Benigno a Digione, (b) Saint-Germain a Auxerres (1277).

In realtà, a ben vedere, il disassamento tra le navate minori e le absidiole corrispondenti e, più in generale, un corpo absidale che richiami l'idea di una pianta centrale sono caratteristiche tutt'altro che insolite nelle cattedrali romaniche, senza che questo sia stato necessariamente testimonianza di una discontinuità nelle fasi costruttive.

In Francia la conclusione della chiesa a oriente con un corpo circolare o poligonale si è diffuso a partire dall'Abbazia di San Benigno a Digione, dove l'abside centrale era addirittura sostituita da una rotonda (Figura 2.1a). Esempi simili sono San Pietro a Lovanio e Saint-Germain a Auxerres (Figura 2.1b). Altro modello di corpi orientali a pianta centrale è stata Santa Maria in Campidoglio a Colonia, cui molte altre chiese della zona si sono poi ispirate. Le forme attuali risalgono all'XI secolo (Figura 2.2); il corpo occidentale è di tipo basilicale, mentre il corpo orientale ha una struttura trilobata formata da tre absidi, due delle quali formano il transetto e la terza il coro: solo un'altra abside e la pianta centrale sarebbe stata perfetta; ciononostante l'unitarietà del complesso non è messa in discussione. In Italia, anche la piccola chiesa di S. Maria al Tiglio, a Gravedona, sostituisce il transetto con due absidi. La stessa Cattedrale di Firenze, se pure progettata alla fine del XIII secolo, ha la cupola che sovrasta un volume chiaramente impostato su una pianta centrale.

La presenza di absidi minori disassate è invece legata alla introduzione del transetto

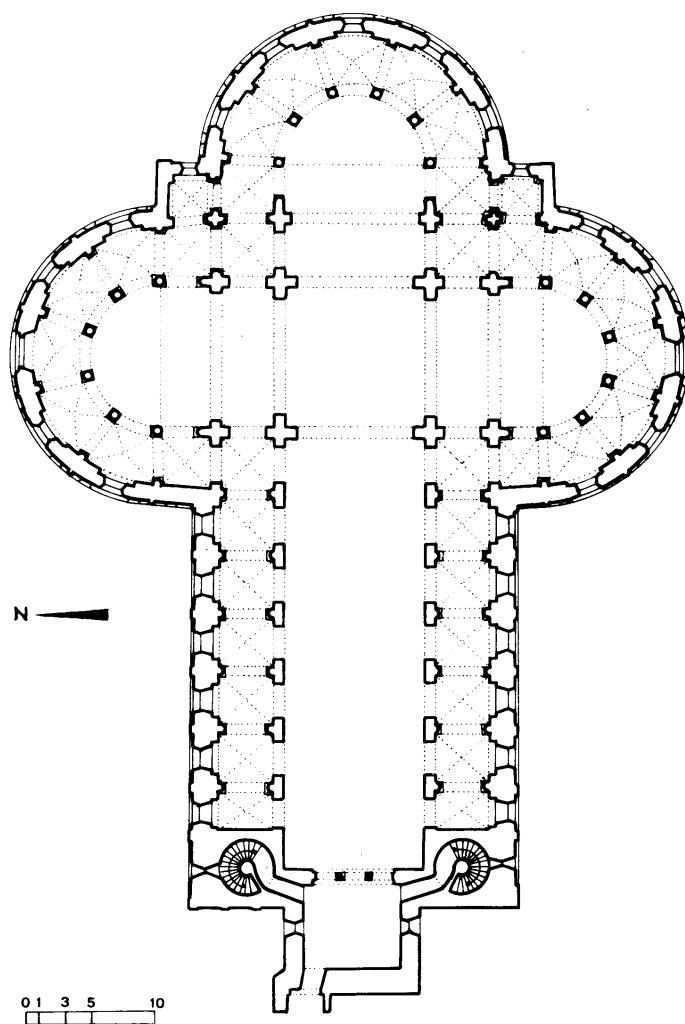


Figura 2.2: Il particolare corpo orientale trilobato della chiesa di Santa Maria in Campidoglio a Colonia (XI sec.).

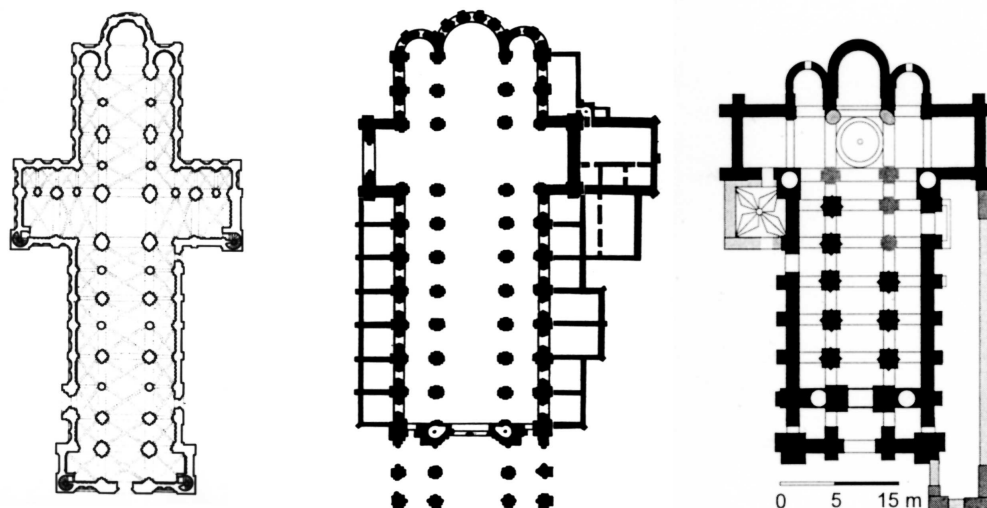


Figura 2.3: Alcuni esempi di chiese di fine XI secolo con absidi minori ancora in asse con le navate laterali: (a) la Cattedrale di Durham, (b) Saint Lazare a Autun e (c) San Vincenzo di Avila.

nella classica pianta basilicale a tre navate. Le soluzioni per le absidiole in questo caso potevano essere diverse. In alcuni casi il transetto viene inserito senza alterare la disposizione delle absidi, che rimangono in asse con le navate laterali: San Nicola di Bari, la Cattedrale di Durham, San Vincenzo di Avila, Saint Lazare a Autun sono tutti esempi di fine XI secolo di questo tipo di impostazione (Figure 2.3).

Altrove si formano absidi multiple, una in asse con ogni navata laterale e una o più nella parete orientale del transetto, con disposizione in linea (soluzione preferita dai Cistercensi) o scalare (molto usata in Francia e in particolare nelle abbazie benedettine) [38]. In altri casi ancora la navata continua in un deambulatorio attorno al coro e all'abside maggiore (San Pere de Rodes, San Paolo a Issoire, Conques Aveyron e molte altre nel nord Europa).

Infine, ed è il nostro caso, le absidiole possono essere considerate alla stregua di una cappella del transetto, recidendo il collegamento formale tra absidi laterali e corpo longitudinale; non vengono quindi realizzate in asse con la rispettiva navata laterale, ma con il lato del transetto, che può essere più o meno sporgente dalla parete laterale della navata, a seconda dei casi. Nella chiesa di San Vincenzo di Cardona (1029-1040), ad esempio, i corti bracci del transetto causano solo un lieve disassamento delle absidi laterali (Figura 2.4a), mentre nella successiva chiesa del monastero benedettino di Maria Laach (1093-1177) le absidiole laterali sono più spostate perché poste in asse a bracci di transetto di dimensione circa doppia rispetto alle navate laterali (Figura 2.4b),

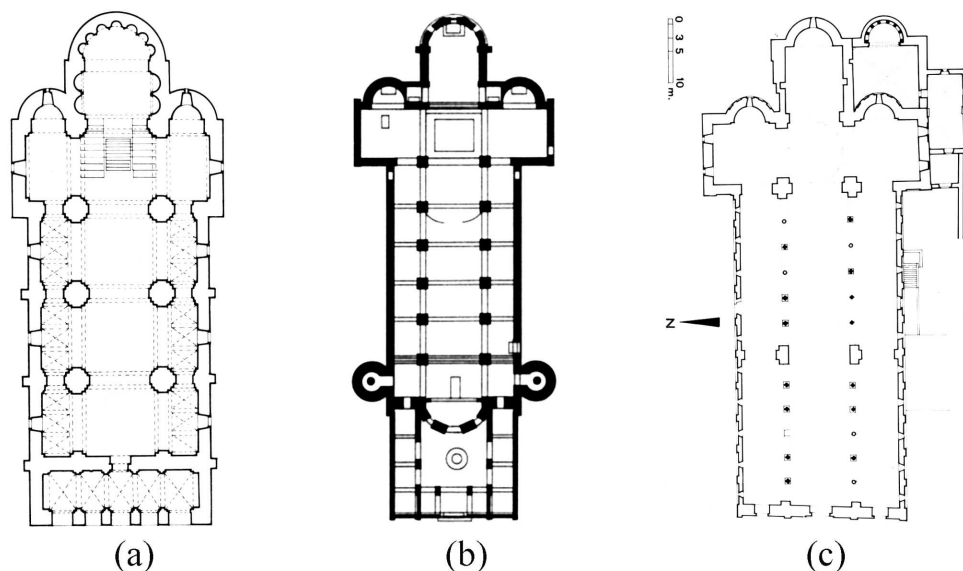


Figura 2.4: Le absidi minori come cappelle del transetto, disassate rispetto alle navate laterali: (a) San Vincenzo di Cardona (1092-1040), (b) monastero di Maria Laach (1093-1117), (c) cattedrale dell'Assunta di Gerace (XI secolo).

analogamente a quanto accade nel Duomo di Parma. Marcate analogie con l'impianto del Duomo di Parma presenta anche la cattedrale dell'Assunta di Gerace (Figura 2.4c), in Calabria, costruita nel XI secolo in stile normanno, con sviluppo basilicale a tre navate e pianta a croce latina: ai lati nord e sud della crociera si aprono i due bracci quadrati del transetto, con absidi ad est disassate rispetto alle navate laterali; ad est della crociera prosegue un coro rettangolare che termina con l'abside maggiore; se si esclude la mancanza delle absidi di testa del transetto, la pianta ricalca molto da vicino quella di Parma.

Proprio quest'ultimo elemento appare essere il più insolito, anche se poco sottolineato dai critici: la presenza delle due absidi di testa dei transetti non è certamente diffusa nelle cattedrali romaniche. Uno dei pochi esempi italiani è rappresentato dal Duomo di Pisa (1063-1118), dove l'imponente transetto a tre navate termina con due absidi, ma non presenta cappelle o absidi sul lato est. Questa soluzione è presa poi ad esempio anche nel Duomo di San Ciriaco di Ancona, nell'opera di rinnovamento del XII secolo, che annette due bracci trasversali tripartiti e absidati.

Santa Maria in Campidoglio a Colonia (XI secolo), descritta in precedenza per la particolare forma del corpo orientale (Figura 2.2), è un caso un po' a parte, perché il transetto è completamente sostituito da due absidi di dimensioni pari all'abside princi-

pale, che si innestano direttamente sulla crociera centrale, senza che ci sia fisicamente spazio per ulteriori absidi a est.

In conclusione, sebbene il corpo orientale del Duomo di Parma presenti delle caratteristiche oggettivamente peculiari, come la contemporanea presenza di absidi sulle testate e sui lati est del transetto, la sua impostazione a pianta centrale non può da sola giustificare l'ipotesi di una fase progettuale distinta da quella della restante chiesa, perché soluzioni simili sono presenti in diverse costruzioni coeve, realizzate certamente in un'unica fase. Può invece essere verosimile l'ipotesi di un prolungato cantiere che, partendo da est, si sia protratto nel tempo, generando discrepanze stilistiche con il corpo longitudinale, ma senza necessariamente stravolgere il progetto originario. Si ricorda anche che, come detto nel primo capitolo, è probabile un'avvicendamento di maestranze tra la fase costruttiva del corpo orientale e quella successiva delle navate, conseguente a un mutato indirizzo politico della città, che passò proprio in quel periodo dall'orbita dell'Imperatore a quella del Papato.

2.2 Le cripte complesse a navate

La cripta, come tipologia costruttiva, nasce ai tempi delle persecuzioni dei primi cristiani, quando i seguaci della nuova fede veneravano i loro martiri edificando chiese direttamente sui loro luoghi di sepoltura o seppellendoli vicino all'altare delle chiese già esistenti. La tomba veniva sistemata nella cosiddetta "confessio", una stanza voltata cui si accedeva tramite un corridoio sotterraneo che permetteva di girarvi attorno, seguendo la forma del coro e dell'abside [7]. Cripte di questo tipo (dette "anulari") esistevano fin dal IV secolo. Successivamente la cripta si amplia, comprendendo diversi vani collegati tra loro da corridoi, fino a costituire un unico ambiente suddiviso in navate di uguale altezza coperte a volta, forma molto diffusa tra l'XI e il XIII secolo. Se fino al X secolo la cripta rimane confinata sotto al coro e alla sua abside, a partire dai primi decenni del XI secolo la cripta si inserisce in un rapporto spaziale più stretto con la chiesa superiore, arrivando ad occupare l'intero transetto, così come accade nel caso di Parma (Figura 2.5a).

Uno dei primi esempi di questa evoluzione è il Duomo di Spira (seconda fase di costruzione, 1030-1035), dove grandi pilastri separano la zona centrale dai bracci laterali sotto al transetto, da quello orientale sotto al coro e da una precripta a occidente (Figura 2.5b). Il vasto ambiente risulta così suddiviso in 4 quadrati di 3 per 3 campate, analogamente a Parma, ma la suddivisione è più rigorosa, le geometrie più precise e i materiali, non essendo di recupero, risultano più omogenei. L'ingresso dalla navata centrale tramite una antecripta era presente anche a Parma, prima della costruzione dello scalone nella navata centrale nel 1556, che ha portato una rivoluzione nell'accesso alla cripta, che ora avviene dalle navate laterali, e la costruzione di un muro di tamponamento della precripta. La presenza della campata di precripta, che accomuna

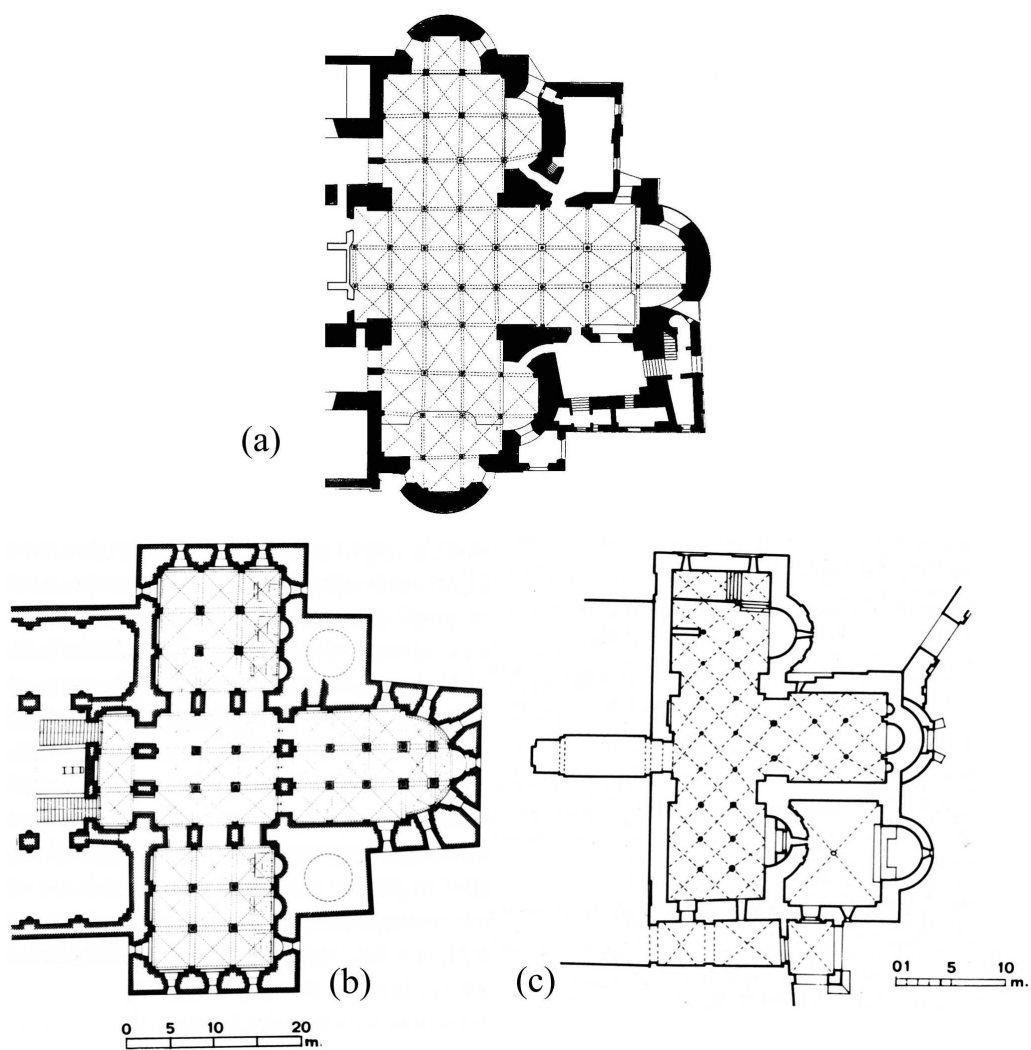


Figura 2.5: La cripta a navate del Duomo di Parma (a) presenta forti analogie con la cripta del Duomo di Spira (b) e quella della Cattedrale di Gerace (c).

Parma a Spira, è originata dalla presenza sull'ultima campata della navata centrale di un pontile presbiteriale, sotto al quale partivano le scale per scendere in cripta.

Avvicinandoci, geograficamente e cronologicamente, alla Cattedrale di Parma troviamo il Duomo di Acqui, anteriore al 1067, dove la cripta si estende fin sotto il transetto ed è formata da due corpi, uno longitudinale e uno trasversale monoabsidato, ognuno diviso da esili colonne in tre piccole navate.

Infine, la Cattedrale di Gerace (XI secolo), già citata per le forti analogie nel sistema presbiterio-transetto-abside, ha anche una cripta che, ricalcando le strutture soprastanti, è sorprendentemente simile a quella di Parma (Figura 2.5c). Come per l'elevato, anche nella cripta si ritrova infatti una pianta composta da quattro quadrati (corrispondenti al presbiterio, ai due bracci del transetto e al coro) terminati ad est da una abside centrale e da due laterali. Anche in questo caso sono state utilizzate basi, fusti e capitelli di recupero, disposti con una organizzazione simile a Spira e Parma, ma secondo un ritmo molto approssimativo, con crociere non delimitate da archi trasversi. A Parma come a Gerace si può anche notare che il vasto sviluppo della cripta è stato favorito dalla particolare morfologia del terreno, che va discendendo da ovest verso est: all'atto della costruzione della chiesa, la cripta è risultata definita dalle murature perimetrali praticamente senza la necessità di alcuno scavo aggiuntivo (Figura 2.6).

Il caso di Parma può essere quindi visto come una situazione intermedia tra la caotica spazialità della cattedrale normanna di Gerace e la rigorosa sistematicità del duomo renano di Spira, con elementi della pianta dell'una e dell'altra struttura. In queste somiglianze con Gerace e Spira, si può cogliere l'influenza avuta dall'Imperatore Enrico IV, che proprio da Spira era partito per il suo viaggio a Canossa, sulle prime fasi di progettazione del Duomo di Parma. La città infatti rimase sotto l'influsso imperiale fino al 1106, quando la costruzione della parte absidale era certamente terminata.

A partire poi dal tardo XI e ancor più dal XII secolo, questa soluzione diventa molto comune nelle grandi chiese italiane: la si può ritrovare a Modena e a Nonantola, dove in mancanza di transetto la cripta invade l'ultima campata del corpo longitudinale (Figura 2.7), a San Zeno di Verona, a San Sabino di Bari.

Questa vasta diffusione dimostra come una cripta complessa e polilobata come quella di Parma non sia da intendersi come "piano inferiore" di una originaria (od originariamente progettata) costruzione a pianta centrale, ma come elemento tipico dell'architettura protoromanica, in stretta connessione spaziale con una soprastante chiesa dotata di ampio transetto absidato e coro e con le caratteristiche morfologiche del terreno.

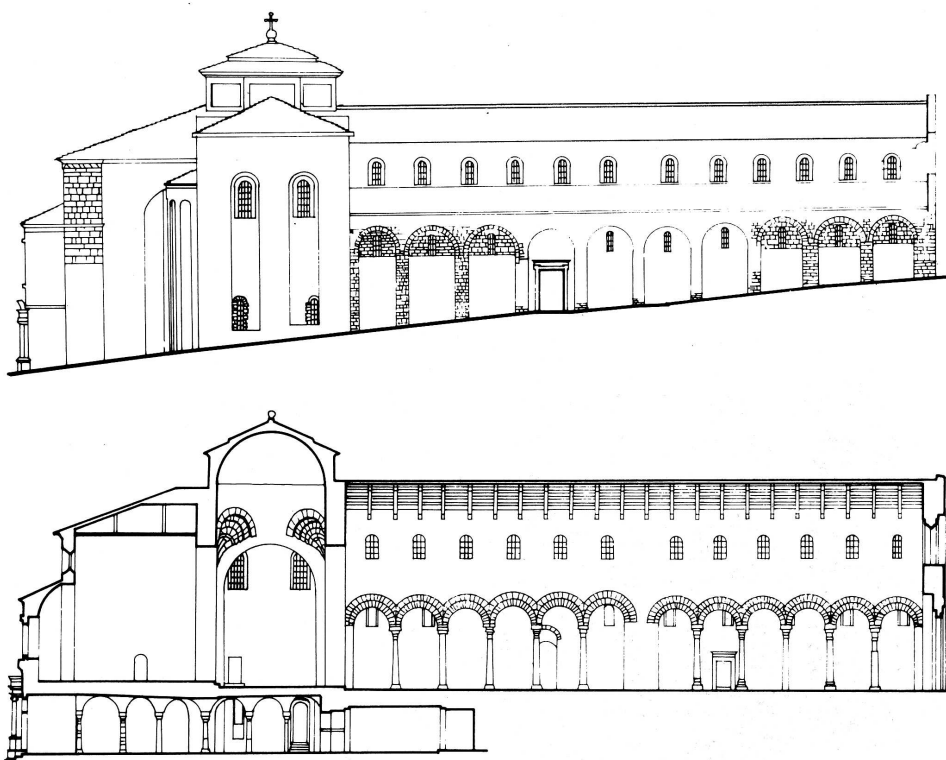


Figura 2.6: La morfologia del terreno, discendente verso est, ha favorito l'ampio sviluppo della cripta della Cattedrale di Gerace, in maniera del tutto analoga a Parma.

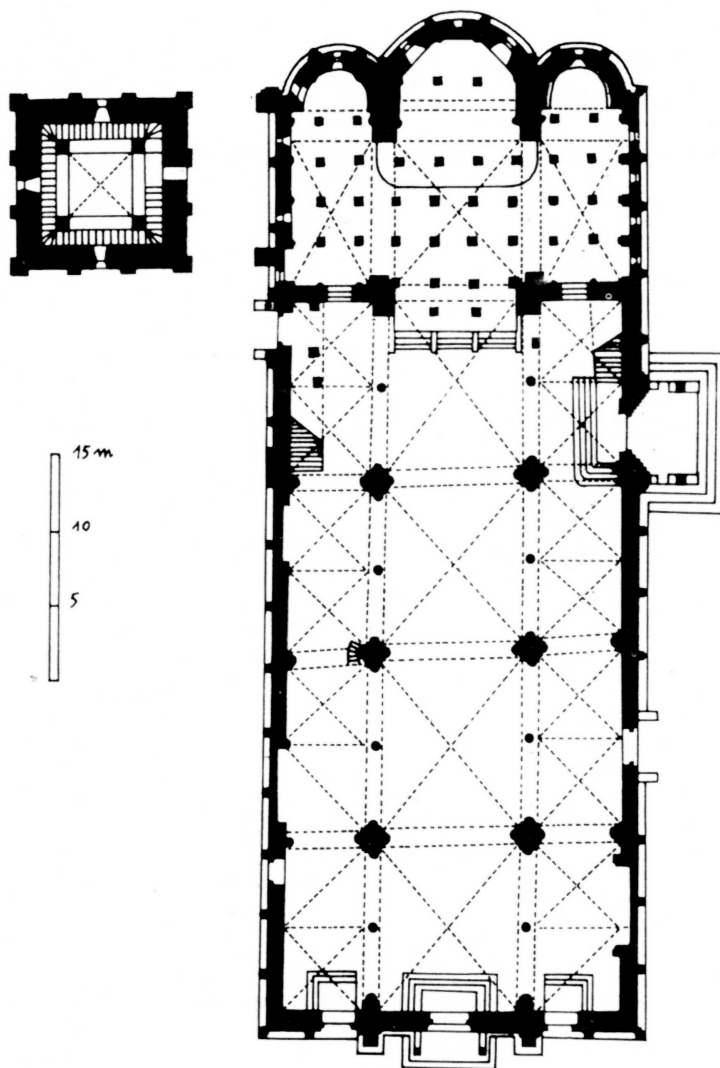


Figura 2.7: Pianta del Duomo di Modena, in cui si nota lo sconfinamento della cripta verso l'ultima campata del corpo longitudinale.

2.3 Alternanza tra pilastri forti e deboli nelle chiese romaniche: le diverse conseguenze sull'alzato

L'alternanza tra pilastri e colonne è un'innovazione architettonica tipica del romanico, che già in epoca arcaica, tra X e XI secolo, è molto diffusa in area renana: San Lucio a Werden, Echternach, Surburg (Figura 2.8). In questi primi esempi, tuttavia, l'alternanza pare avere solo scopi estetici, perché entrambi i sostegni sono ugualmente chiamati a reggere il peso delle murature longitudinali su cui poggia la copertura. In San Lucio si nota che la suddivisione in campate è del tutto simile al Duomo di Parma: delle sette campate, sei sono raccolte a coppie tra pilastri mentre una, l'ultima prima della crociera, è anomala.

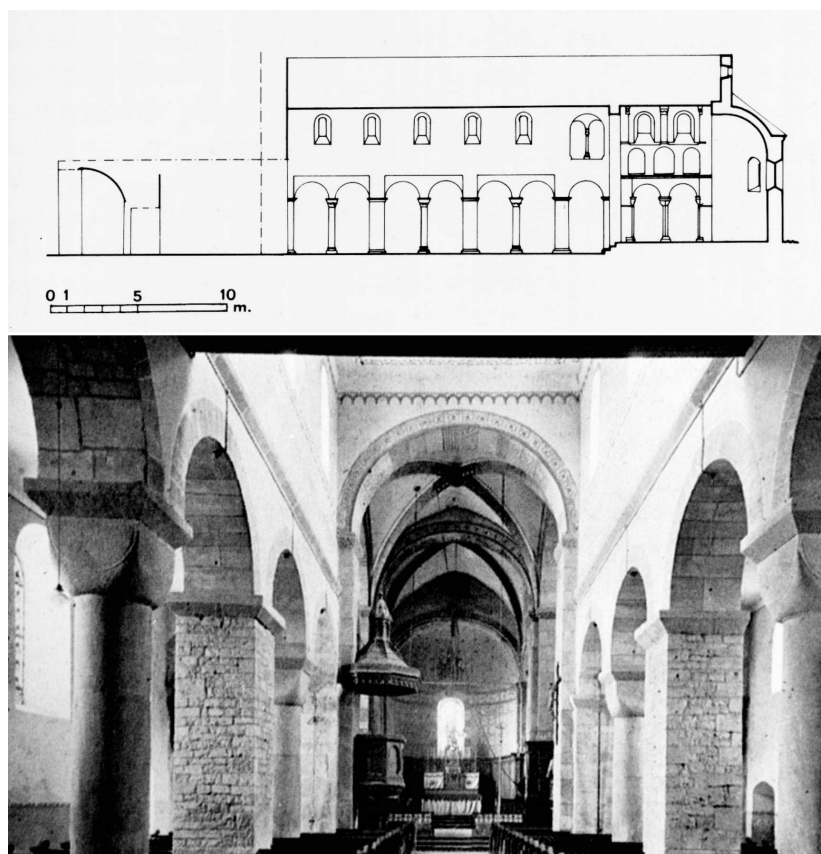


Figura 2.8: I primi esempi di sostegni alternati: sopra, la sezione longitudinale di San Lucio a Werden (1060); sotto, un'immagine della chiesa della Collegiata di Surburg [7].



Figura 2.9: Santa Maria Maggiore a Lomello.

A questa soluzione di base, in Saint-Germain-des-Prés a Parigi si aggiunge la sporgenza dei pilastri della navata centrale, che viene in questo modo suddivisa da ipotetici piani verticali. Questi piani vengono successivamente materializzati dagli archi trasversali, introdotti in corrispondenza dei pilastri forti. Uno dei primi esempi italiani è la chiesa di Santa Maria Maggiore a Lomello, dove le navate laterali sono coperte da volte a crociera di lato pari alla metà della distanza tra gli archi trasversi della navata centrale (Figura 2.9). In questo caso risulta evidente la differente funzione strutturale del pilastro forte, che sostiene, oltre al muro longitudinale, anche gli archi trasversi, rispetto a quello debole, che porta solo parte del muro longitudinale e, in alcuni casi, le volte sulle navate laterali. Analoga soluzione era stata adottata anche a Modena, ma è stata successivamente sostituita da volte a crociera a pianta quadrata, con passo doppio rispetto alle navate laterali. Quest'ultima soluzione è una tra le più diffuse fino al XIII secolo, in associazione a sostegni alternati: si trova applicata nella Cattedrale di San Donnino a Fidenza, nella Cattedrale di Angers, nella Ludgerikirche di Munster, nella Cattedrale di Lund, solo per citarne alcune (Figura 2.10).

Nel caso di Parma non è però solo presente una alternanza di sostegni, ma anche una particolare elaborazione plastica dei pilastri, con paraste e semicolonne che si addossano alla struttura cruciforme di base e proseguono in aderenza al muro oltre i matronei, con geometrie diverse tra pilastri principali e secondari (Figura 1.9). Questo tipo di sporgenze, quadrangolari o semicirculari, sono sempre riflesse nella articolazione delle arcate soprastanti, tanto da rendere talvolta difficile determinare quale delle

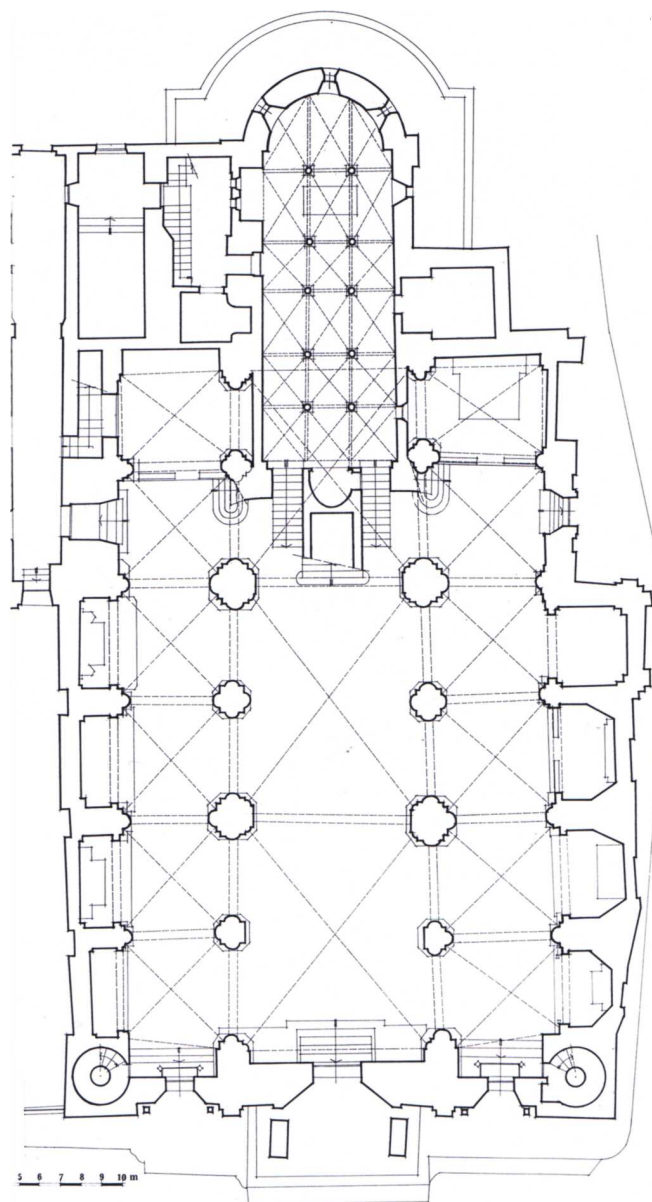


Figura 2.10: La Cattedrale di San Donino a Fidenza: impianto alternato con volte a crociera su pianta quadrata, di passo doppio nella navata centrale rispetto alle laterali.

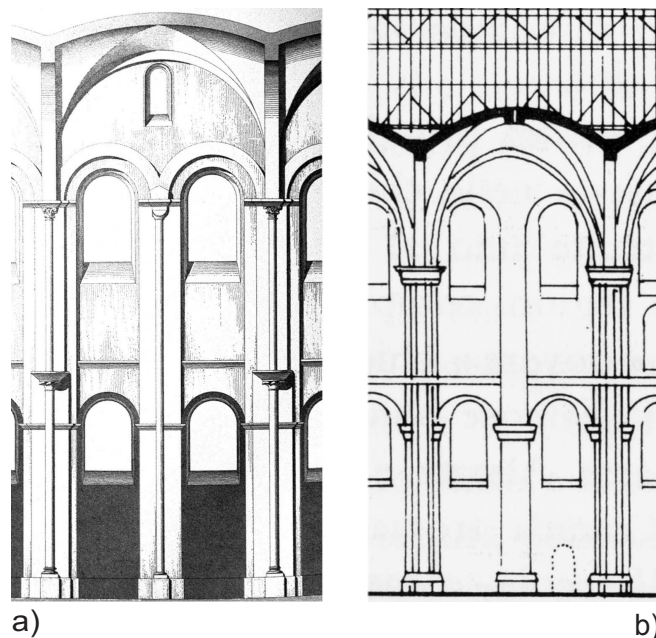


Figura 2.11: I salienti deboli usati come supporto per gli archi delle finestre del cleristorio: (a) la Cattedrale di Spira, (b) il Duomo di Worms.

due strutture abbia condizionato l'altra [7]. Ad esempio nella Cattedrale di Spira e nel Duomo di Worms i pilastri minori sostengono gli archi delle finestre del cleristorio, mentre sui pilastri principali grava l'intero carico della volta a crociera della navata centrale (Figura 2.11). Nella maggior parte dei casi, invece, le semicolonne che proseguono dai pilastri deboli vanno a creare una nervatura intermedia per una volta a crociera esapartita sulla navata centrale: solo per citarne alcune si ricordano le già citate Cattedrale di Piacenza e Nôtre Dame di Parigi (Figura 1.10), oltre alle due grandi chiese abbaziali di Caen, Saint-Etienne e Sainte-Trinité, la Cattedrale di Ribe (Figura 2.12). Come si può notare, questa tipologia è particolarmente sviluppata in Francia e nel nord Europa.

Questi esempi mostrano tutti come la conformazione dei sostegni e dei salienti non sia mai casuale, ma abbia sempre una precisa corrispondenza nella forma della struttura portata. La copertura originaria della navata centrale del Duomo di Parma, quindi, doveva senza dubbio essere una volta esapartita con costoloni corrispondenti alle semicolonne salienti.

Questo impianto è però molto spingente sia sulla facciata che sulle murature longitudinali e con ogni probabilità andò in crisi (come già esposto nel primo capitolo)

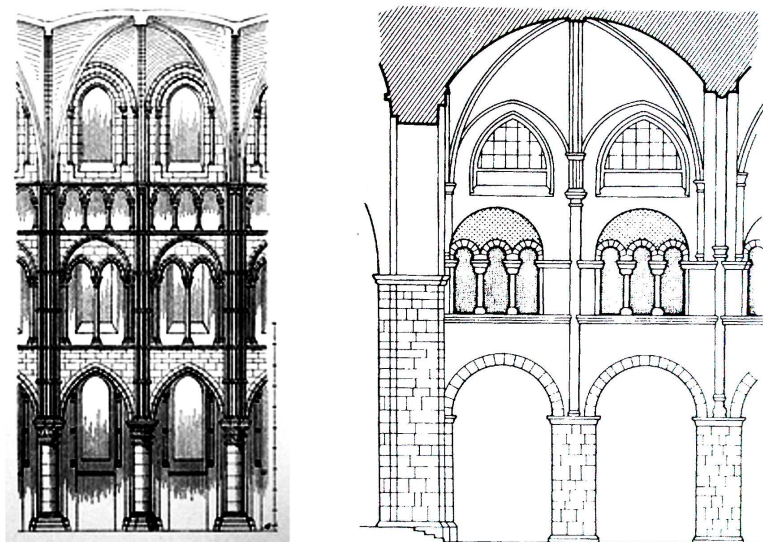


Figura 2.12: Le volte a crociera esapartite: gli alzati delle navate delle Cattedrali di Laon (1165) e di Ribe.

in occasione del violento terremoto del 1117 e fu quindi sostituito con una tipologia di volte più stabile, mutuata da quella prima campata anomala vicino alla cupola che verosimilmente aveva resistito meglio delle altre. Analoga sorte aveva subito anche la copertura a volte esapartite della Cattedrale di Cremona e non a caso anche queste furono sostituite con volte su base rettangolare. Altri esempi di questa trasformazione sono Sant'Ambrogio a Milano e San Michele a Pavia, le cui originarie volte esapartite vennero modificate alla fine del XIII secolo. E' evidente che il modello esapartito, di derivazione nordica, dopo un primo sviluppo nella zona del nord Italia, venne abbandonato a partire dal terremoto del 1117, che ne aveva messo in luce la pericolosità, e piace pensare che proprio da Parma, che, per una sua particolarità compositiva, presentava già una campata rettangolare di raccordo col complesso sistema absidale, sia partito l'impulso per la trasformazione delle volte su base quadrata con quelle più stabili e meno spingenti su base rettangolare.

Significativo è anche il fatto che in Italia e in Europa non esistono navate centrali di cattedrali con volte a crociera rettangolari databili prima del 1117. Indicativamente dopo tale data invece il gusto sembra cambiare e in Italia e in Europa si incominciano a costruire volte con un simile impianto: Lessay (1120), Chartres (1194-1220) (Figura 2.13), St. Elizabeth a Marburg (1233-1283). Certamente il crollo delle volte della Cattedrale di Parma deve aver creato una notevole impressione in un mondo abituato a costruire in base all'esperienza, e rapidamente si deve essere diffusa la consapevolezza

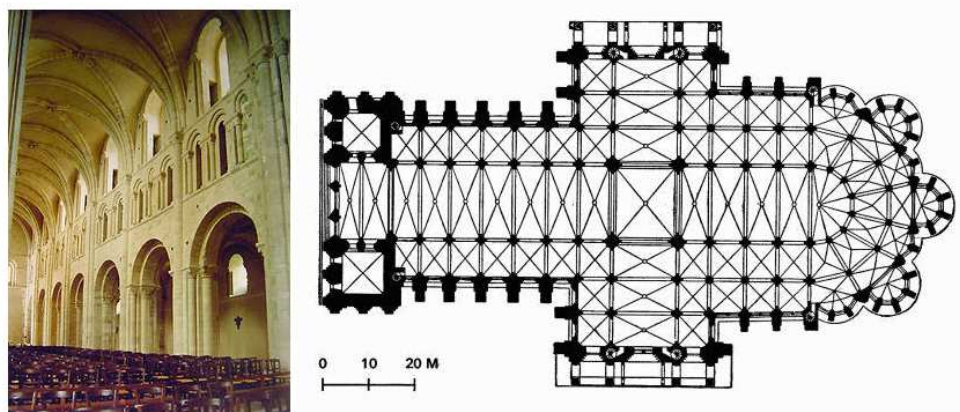


Figura 2.13: Le volte rettangolari della chiesa abbaziale di Lessay e, a destra, la pianta della Cattedrale di Chartres.

che le volte rettangolari erano più robuste e meno spingenti. Non un cambiamento di gusto, quindi, ma una necessità strutturale. Forse è azzardato ipotizzare che il crollo delle volte esapartite della navata di Parma e la contemporanea stabilità dell'unica campata rettangolare probabilmente rimasta in piedi possa da sola aver determinato un cambiamento di tale importanza, ma certamente deve aver contribuito ad una maggiore consapevolezza sulla stabilità delle varie forme delle volte.

2.4 La campata anomala

Dato che la navata centrale doveva essere originariamente organizzata su un sistema voltato a pianta quadrata, comprendente due delle attuali campate, resta da spiegare il perché di un numero dispari di campate e quindi il ruolo della settima campata, compresa tra l'ultima coppia di pilastri forti e i due piloni occidentali della cupola. Le sette campate, per la disposizione alternata di pilastri forti e pilastri deboli, dovevano infatti essere suddivise in tre campate quadrate e una rettangolare in prossimità della cupola.

Innanzitutto bisogna osservare che la settima è una campata anomala, in quanto è più lunga di circa un braccio rispetto alle altre e risulta compresa tra una coppia di pilastri forti e i due piloni occidentali che sostengono la cupola. Nell'ipotesi di campate quadrate sul resto della chiesa, questa sarebbe stata una campata strutturalmente più resistente delle altre, perché con specchiature minori, e nervature più fitte a parità di spessore. Sarebbe stata giustamente una anomalia meno spingente verso la zona

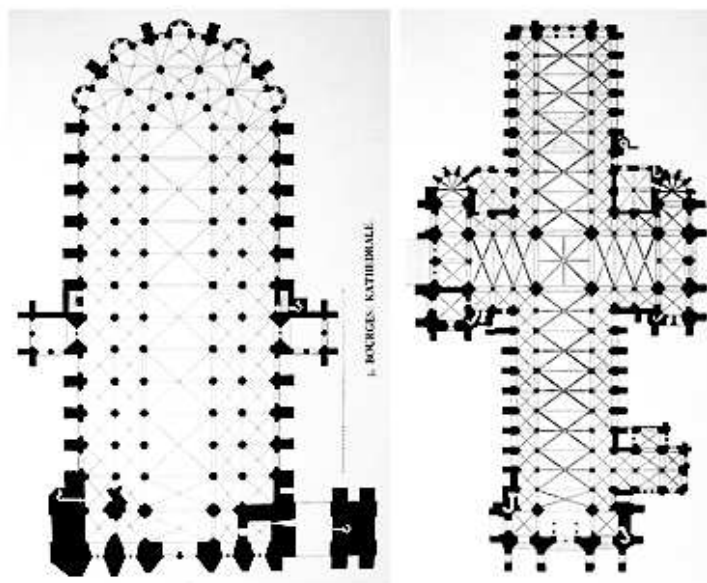


Figura 2.14: Le cattedrali di Laon e Bourges presentano delle “anomale” campate rettangolari inserite in un sistema esapartito.

presbiteriale, dove la spinta rimane “a vuoto” perché la contropinta della cupola agisce a un livello superiore. Che questa sia una delle zone più critiche, specie in caso di sisma, per questo tipo di edifici, lo dimostra anche la recente esperienza della Basilica superiore di Assisi, dove le campate che crollarono in occasione del terremoto del 1997 furono proprio la prima in aderenza alla facciata e l’ultima in aderenza al transetto. Questo potrebbe anche spiegare la decisione, dopo il sisma del 1117, di ricostruire le volte gravemente danneggiate secondo l’impostazione più stabile di questa ultima campata più robusta e meno spingente anche per la facciata. Si potrebbe anche ipotizzare che questa campata non sia crollata durante il terremoto che, comunque, abbia mostrato un comportamento migliore delle altre. Significativo a questo proposito è il fatto che, come sarà più dettagliatamente esposto nel quarto capitolo, i fuoripiombo dei pilastri che la sostengono sono oggi sensibilmente minori di quelli delle altre campate. Sarebbe interessante poter effettuare dei saggi per verificare la presenza di pitture databili nella volta e sugli arconi.

Soluzioni simili, ma con la campata anomala in prossimità della facciata, proprio a sottolinearne lo scopo strutturale, si trovano, per citarne alcune, nella basilica della Trinité a Caen (1062-1125 quattro volte esapartite e una rettangolare), a Laon (1165-1215 cinque esapartite e una rettangolare), a Bourges (1195-1220 cinque esapartite e

due rettangolari) a Canterbury (1179, due esapartite e una rettangolare) (Figura 2.14).

Anche dal punto di vista compositivo, poi, questa zona, per la Cattedrale di Parma, riveste un ruolo particolare, di passaggio tra il corpo della chiesa, destinato ai fedeli, e il corpo orientale, riservato al clero; prima che fosse costruito lo scalone che vediamo oggi, la distinzione era ancora più netta, perché, analogamente al Duomo di Modena, c'era un pontile che si protendeva dal presbiterio verso il corpo della chiesa, occupando tutta la settima campata, che veniva così ad appartenere alla parte della chiesa riservata al clero. E' ragionevole ipotizzare che questa distinzione potesse quindi essere segnalata anche da una diversa copertura, o comunque da una interruzione del ritmo che caratterizzava le prime sei campate, organizzate in tre coppie. In questo modo sarebbe stata ancora più accentuata la struttura centraliforme del corpo absidale, rispecchiando anche sull'elevato le strutture che dalla crociera si protendevano verso la navata centrale: il pontile sul piano della chiesa e le cappelle occidentali in cripta.

Infine va anche notato che il numero sette non è necessariamente un otto mancato, come in molti hanno pensato ipotizzando un'ottava campata a est [14] o a ovest [5], ma è una cifra fortemente simbolica per la religione cristiana, perché rappresenta il numero dei sacramenti e dei peccati capitali, e si ritrova anche in molte altre chiese dell'epoca (hanno sette campate il Duomo di Cesena, S. Maria di Calvenzano e l'Abbazia di Casamari, per esempio).

Capitolo 3

Indagini sul sistema terreno-fondazioni

Il Duomo di Parma si trova in una particolare condizione idrogeologica, poiché è stato costruito in una delle poche zone del centro di Parma in cui è presente un dislivello sensibile: dalla facciata verso l'abside si scende infatti di 3 metri e da nord a sud di circa un metro. Non è certo un caso se l'originario confine delle mura cittadine sorgeva a pochi metri di distanza, appena a sud del Battistero (Figura 1.2).

Questa zona, inoltre, era in passato pressoché circondata da canali (Figura 3.1): il principale, il canale Maggiore, scorreva tra la parte absidale del Duomo e il convento di San Giovanni; una sua derivazione costeggiava le cappelle del Duomo sul lato sud, scorreva poi sotto il Battistero, rifornendolo di acqua per le cerimonie, deviava verso nord sotto al Vescovado e si ricongiungeva al Canale Maggiore a nord del Duomo.

Questa complessa situazione può avere avuto, e forse ha ancora, effetti notevoli sulla staticità della costruzione, soprattutto in termini di cedimenti differenziali. E' quindi di fondamentale importanza eseguire approfondite indagini per comprendere la disposizione e l'estensione delle fondazioni e le caratteristiche del terreno su cui esse poggiano.

Altro aspetto da non sottovalutare è l'influenza delle acque sotterranee sulla portanza del terreno di fondazione. La zona in cui si trova il Duomo, infatti, è caratterizzata dalla presenza di uno strato superficiale di limo argilloso con falda freatica. Questo tipo di terreno è particolarmente sensibile alle variazioni di livello dell'acquifero superficiale e potrebbe anche essere soggetto, in caso di eventi sismici particolarmente violenti, al fenomeno della liquefazione.

Inoltre, le notevoli variazioni nel livello della falda profonda causate dall'emungimento a scopo idropotabile e irriguo degli ultimi decenni, hanno anche innescato un fenomeno di subsidenza non trascurabile. Questo fenomeno è generalmente meno insidioso rispetto al cedimento dovuto alla falda superficiale perché è più uniforme e

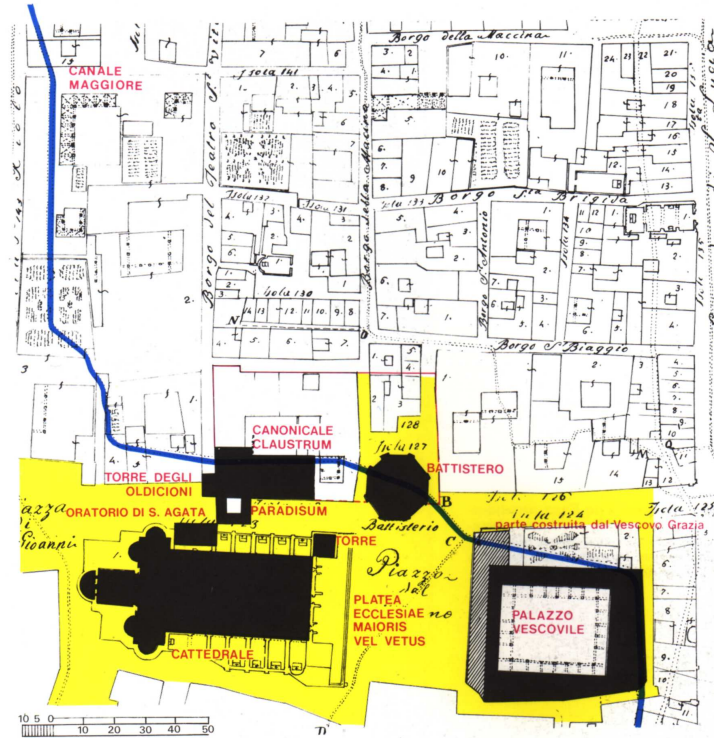


Figura 3.1: Il sistema di canali che circondava il Duomo [2].

provoca quindi minori cedimenti differenziali; va però tenuto presente che, trovandosi il Duomo in un terreno non perfettamente pianeggiante e stratigraficamente non omogeneo, potrebbe risentire di questo cedimento in maniera differenziata tra le sue varie parti, col risultato di un incremento differenziato nella velocità di deformazione.

3.1 Le caratteristiche del terreno e i livelli di fondazione del Duomo

Il terreno di fondazione del Duomo di Parma è stato oggetto nel 1993 di un'indagine geognostica da parte di Farina e Spagnoli [8], che ha compreso sondaggi stratigrafici e prove penetrometriche in situ e in laboratorio.

Nell'ambito di questa indagine sono stati effettuati due tipi di sondaggi: il primo, che ha compreso 12 prove, era composto da sondaggi diversamente inclinati per ottenere informazioni su estensione, profondità e caratteristiche delle fondazioni; il secondo

Sondaggio	Inclinazione	Punto di riferimento	Quota s.l.m.	Profondità fondazioni
S1	5	Marciapiede campanile lato sud	54,90	4,0 m
S2	20	Marciapiede angolo sud-est	53,80	3,0 m
S3	0	Marciapiede abside maggiore	53,60	3,2 m
S4	20	Marciapiede cappelle lato nord	54,10	4,6 m
S5	0	Sagrato facciata	55,30	4,6 m
S6	10	Pavimento chiesa quinto pilastro sud		4,8 m
S7	10	Pavimento cripta pilone sud-ovest	53,00	3,0 m
S8	10	Sagrato chiesa San Giovanni	52,30	3,5 m
S9	0	Marciapiede abside transetto sud	54,60	4,5 m
S10	20	Marciapiede nord coro	53,60	3,2 m
S11	0	Marciapiede angolo nord-est transetto nord	53,80	
S12	10	Marciapiede abside transetto nord	53,90	4,5 m
SA	0	Marciapiede sagrestia lato sud	54,50	3,4 m
SB	0	Marciapiede cappella Colla lato nord	53,90	4,3 m

Tabella 3.1: Schema dei sondaggi geognostici effettuati da [8]

ha invece compreso 2 prove verticali a maggior profondità per permettere anche di caratterizzare il terreno, determinandone la stratigrafia e prelevando alcuni campioni da provare poi in laboratorio (Figura 3.2).

La maggior parte dei sondaggi è stata eseguita con una inclinazione verso il muro, variabile dal 5 al 20% rispetto alla verticale, per essere certi di intersecare la struttura di fondazione (Tabella 3.1). Tutti i sondaggi sulle fondazioni hanno rilevato una muratura realizzata in pietrame con malta di resistenza variabile. I sondaggi verticali (S3, S11, SA e SB) sono stati eseguiti per verificare l'eventuale presenza di un allargamento della base della fondazione, che non è però stato evidenziato. I sondaggi verticali consentono di valutare ugualmente la profondità delle fondazioni, deducendola dallo spessore dello

	Sud	Centro	Nord
Prima sezione	S1=50,9 m s.l.m.	S5=50,5 m s.l.m.	S4=49,5 m s.l.m.
Seconda sezione	S9=50,1 m s.l.m.	S7=50 m s.l.m.	S12=49,4 m s.l.m.

Tabella 3.2: Le quote assolute delle fondazioni per due sezioni trasversali.

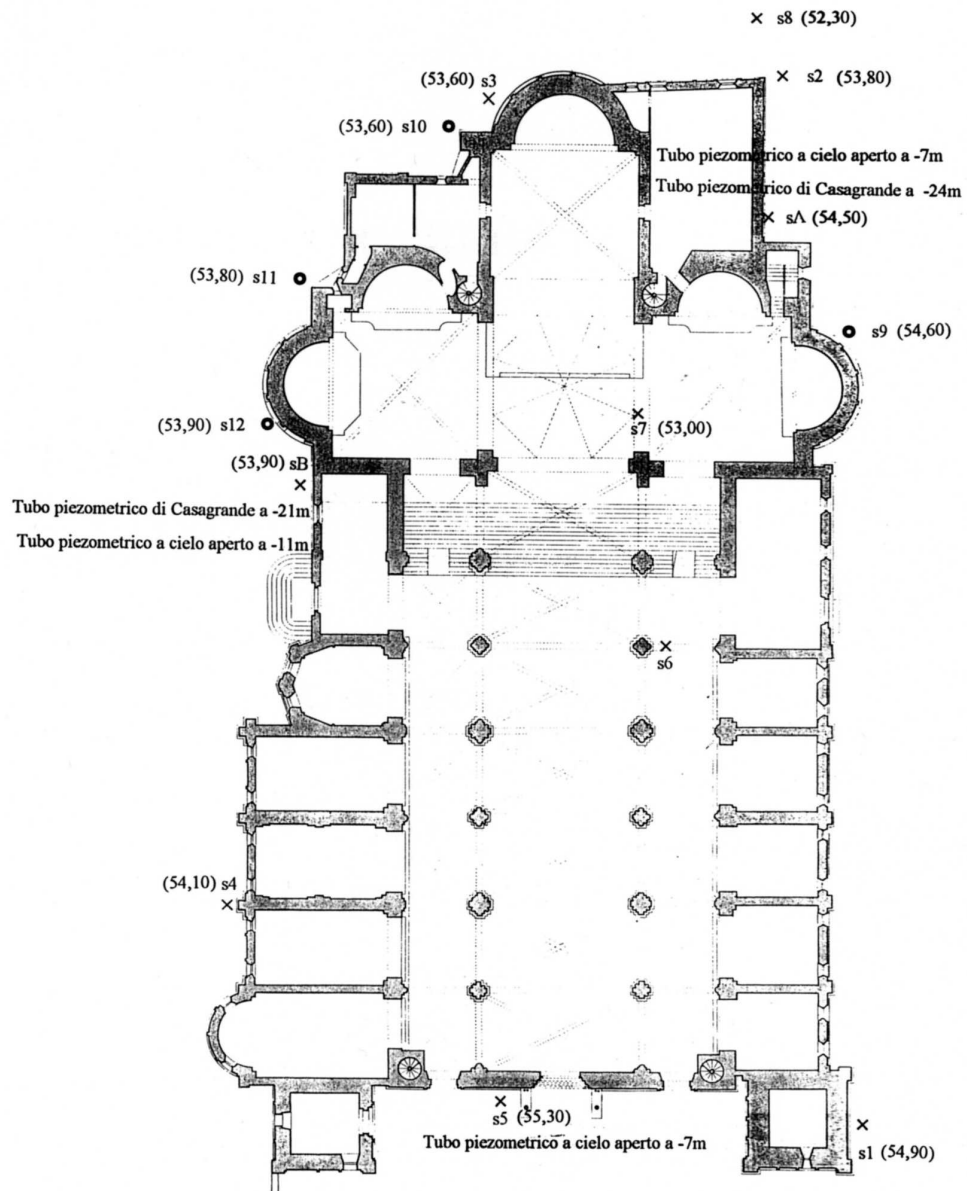


Figura 3.2: La pianta dei sondaggi geognostici effettuati da [8]

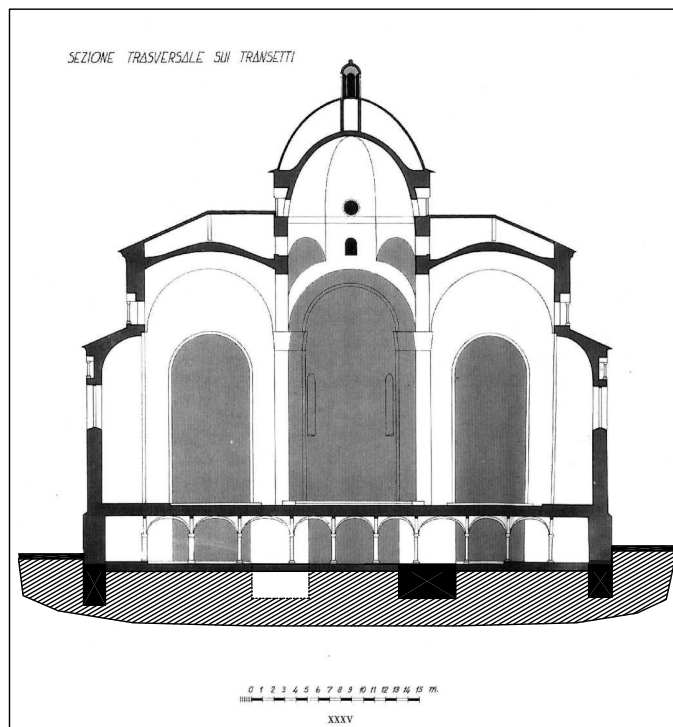


Figura 3.3: Sezione trasversale del Duomo con indicazione delle profondità di fondazione.

strato di terreno di riporto rilevato.

Da questi dati si sono dedotte le quote assolute delle fondazioni per due diverse sezioni approssimativamente ortogonali all'asse longitudinale del Duomo, partendo dalla facciata, riportate in Tabella 3.2 e rappresentate graficamente in Figura 3.3.

Le fondazioni sono state costruite in modo da seguire la naturale pendenza del terreno circostante (Figura 3.3). Il dislivello del piano campagna tra i punti più a nord e a sud del Duomo ammonta a 70-80 cm; gli stessi valori si ottengono anche dai dislivelli delle profondità delle fondazioni. Da questi dati si può giungere alla conclusione che i costruttori non hanno fondato le murature in orizzontale, ma seguendo il naturale declivio del terreno. In questo modo tutte le fondazioni poggiano su uno strato di terreno ugualmente consolidato e con analoghe caratteristiche meccaniche, limitando così il rischio di cedimenti differenziali. Va però notato che anche le fondazioni dell'unico pilone di sostegno della cupola su cui è stato eseguito un sondaggio si presentano allineate con le fondazioni delle mura esterne, pur portando un carico molto maggiore: è quindi logico aspettarsi cedimenti differenziali tra queste due zone.

Infine, per quanto riguarda le fondazioni, uno scavo sotto la pavimentazione della navata centrale [8] ha permesso di verificare l'esistenza, sotto ai pilastri, di una fondazione continua, in muratura a sacco di mattoni e materiale lapideo, alta 3,5 m e larga solo 1,4 m, per cui i cosiddetti pilastri forti che hanno una larghezza maggiore si trovano parzialmente a sbalzo rispetto ad essa.

I sondaggi non hanno fornito solo indicazioni sulla profondità delle fondazioni, ma anche sulla successione stratigrafica dei terreni nell'area in esame (un esempio è riportato in Figura 3.4). Sino al piano di posa delle fondazioni si rileva, ovviamente, terreno di riporto; sotto si rinvengono depositi alluvionali ad andamento lenticolare, costituiti prevalentemente da limi e argille, fino a una profondità di circa 16 metri; oltre si trovano ghiaie calcareo-selciose contenenti argille e sabbie in percentuale variabile.

Le prove eseguite sui campioni prelevati all'interno dei depositi di materiale coesivo, hanno poi fornito le seguenti caratteristiche del terreno:

- Peso di volume compreso tra 18,8 e 20,5 kN/m³
- Contenuto d'acqua tra il 23% e il 30-35%
- Caratteristiche di plasticità medio-alte valutate secondo i limiti di Atterberg
- Coesione in condizioni non drenate e non consolidate tra 41 e 106 kN/m²
- Angolo di attrito interno in condizioni non consolidate e drenate tra 20° e 30°
- Coesione in condizioni non consolidate e drenate tra 0 e 6 kN/m³
- Modulo edometrico variabile in funzione del carico tra 3200 e 39000 kN/m²
- Coefficiente di permeabilità basso (circa 10⁻⁸ cm/s)
- Coefficiente di consolidazione tra 10⁻³ e 10⁻⁴ cm²/s

3.2 Le variazioni della falda acquifera e i cedimenti del terreno

La presenza di un duplice livello (freatico e artesian) di acquiferi sotterranei può avere una forte influenza sullo stato tensionale del terreno, soprattutto in relazione alle variazioni, stagionali o permanenti, del loro livello. A parità di tensioni totali sul terreno, l'abbassamento della falda genera un incremento di tensioni efficaci, che agiscono sullo scheletro solido causandone la deformazione. I cedimenti, quindi, sono maggiori nei terreni più porosi.

L'andamento del livello di falda freatica, che si trova circa 5 metri sotto il piano campagna, è influenzato dalle precipitazioni meteoriche, dalla presenza di vie d'acqua

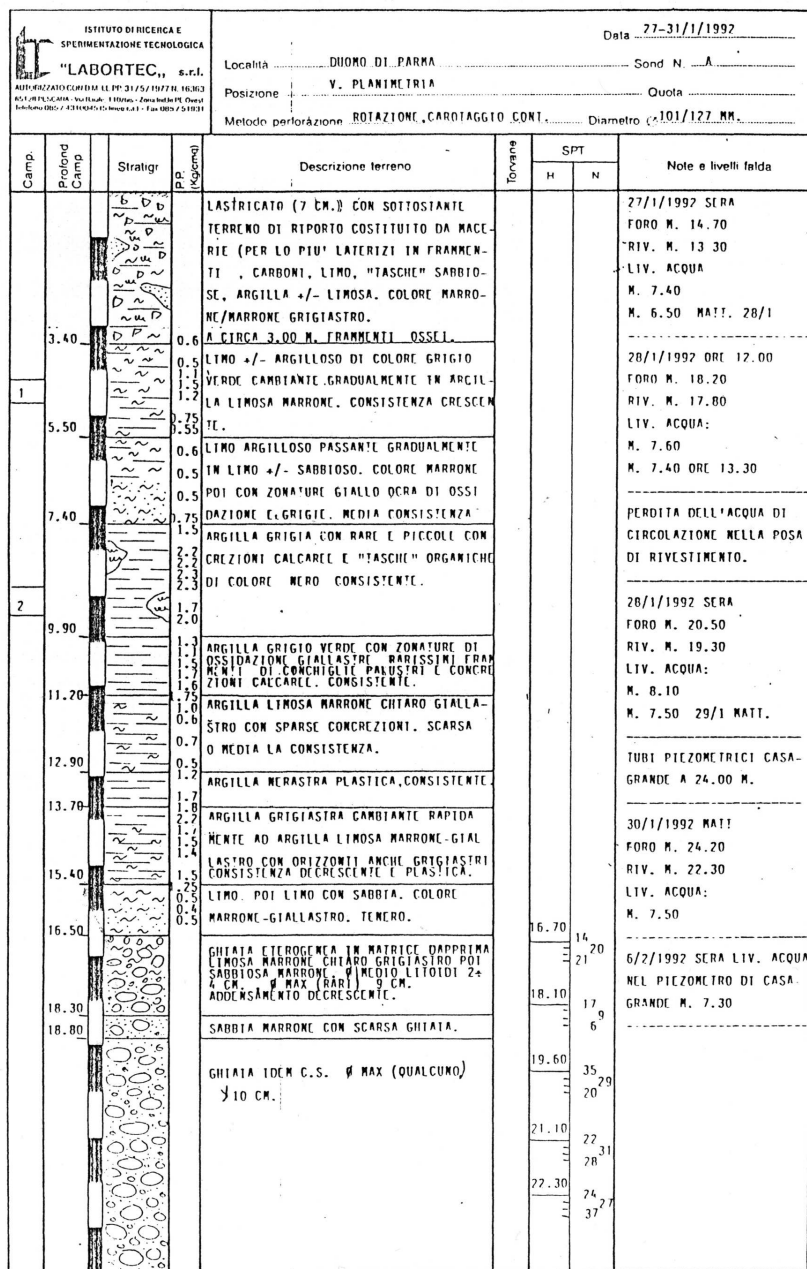


Figura 3.4: La stratigrafia del terreno estratto dal sondaggio SB [8].

superficiali (in questo caso il torrente Parma) e dal drenaggio operato dalla rete fognaria urbana; l'emungimento d'acqua a scopo idropotabile e irriguo ha invece influenza solo sul livello della falda profonda, che si trova all'interno di uno strato di ghiaia a circa 50 metri di profondità.

Per avere informazioni sull'evoluzione dei livelli di falda nella zona del Duomo si sono unite le osservazioni storiche ricavate dai pozzi gestiti dall'A.M.P.S. in zone limitrofe con i dati rilevati direttamente dai tre tubi piezometrici (S5 in facciata, SA sul lato sud e SB sul lato nord) lasciati in sede dopo i sondaggi geognostici. Si è notata una forte variabilità delle escursioni annuali medie del livello di falda a seconda della litologia sede dell'acquifero: lo strato di terreno in cui si trova la falda superficiale, caratterizzato da una granulometria prevalentemente limosa, presenta variazioni stagionali di 2-3 m contro i 10 m e oltre che si possono misurare nella falda profonda, che si trova all'interno di uno strato di terreno a grana più grossa.

I dati storici sulla falda profonda mostrano un progressivo abbassamento del livello di circa 5-6 m in poco più di un decennio, sia a causa delle scarse precipitazioni che dell'incremento dell'emungimento antropico. Questa è certamente la principale causa del fenomeno di subsidenza nella pianura parmense, la cui entità è stata stimata, mediante una rete di livellazione geometrica ad alta precisione [9], in ben 12 mm/anno per la zona attorno al Duomo (Figura 3.5). Questo è certamente un abbassamento abbastanza uniforme e quindi meno rischioso dal punto di vista statico rispetto ai cedimenti causati dall'abbassamento della falda superficiale, tuttavia è noto l'influsso negativo, soprattutto in termini di incremento di velocità del cedimento differenziale, che può essere generato da fenomeni di subsidenza [39]. In particolare, la presenza di una non omogeneità nell'orografia del terreno nella zona del Duomo suggerisce la possibilità di una differenziazione dei cedimenti causati dalla subsidenza tra le varie parti dell'edificio. Fenomeni di cedimenti differenziali già presenti in passato potrebbero pertanto essere stati accentuati dal forte incremento dell'emungimento idrico dalla falda profonda rilevato negli ultimi decenni.

3.3 Verifica della capacità portante del terreno

Potendo considerare, data l'età della costruzione, che le sovrappressioni neutre siano ormai dissipate, l'analisi della capacità portante del terreno può essere effettuata in termini di tensioni efficaci, ovvero in condizioni drenate. La resistenza limite q_{lim} del terreno può essere quindi valutata applicando la formula di Brinch-Hansen che somma i contributi dovuti al sovraccarico, alla coesione e al peso proprio corretti con opportuni coefficienti [39]:

$$q_{lim} = q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (3.1)$$

dove:



Figura 3.5: Le isoipse della subsidenza annua nella zona di Parma [9].

- N_q , N_c , N_γ sono i coefficienti di capacità portante e possono essere stimati in funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno in base alla tabella proposta da Vesic (Tabella 3.3).

$\phi(^{\circ})$	0	22	24	26	28	30	32	34	36
N_c	5.14	16.88	19.32	22.25	25.80	30.14	35.49	42.16	50.59
N_q	1.00	7.82	9.60	11.85	14.72	18.40	23.18	29.44	37.75
N_γ	0.00	7.13	9.44	12.54	16.72	22.40	30.22	41.06	56.31

Tabella 3.3: I coefficienti di capacità portante proposti da Vesic [39].

- $q = \gamma H$ con γ il peso specifico del terreno e H la profondità della fondazione
- B é la larghezza della fondazione
- c la coesione del terreno

Per le caratteristiche meccaniche del terreno si assume la media tra i valori derivati dalle prove di taglio sui 3 campioni estratti in SA e SB e riportati in Tabella 3.4.

Per la trave di fondazione sottostante i pilastri della navata centrale, si applicano solo i coefficienti correttivi della profondità:

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad (3.2)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad (3.3)$$

ottenendo un valore di q_{lim} attorno ai 1275 kN/m². Da una rapida analisi dei carichi, i pilastri più sollecitati della navata centrale, i sestri a partire dalla facciata, scaricano sulla fondazione circa 3200 kN. Non potendo pensare a un funzionamento a trave continua rigida di questa fondazione in muratura a sacco, si valutano le tensioni

Sondaggio	c (kN/m ²)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	Quota (m)
SA	0	24	15.03	-4.5
SB	0	30	14.59	-7.7
SB	5	29	15.10	-10.3
media	1.67	27.7	14.91	

Tabella 3.4: Le caratteristiche meccaniche del terreno derivate dalle prove di taglio [8].



Figura 3.6: Gli effetti visibili dei cedimenti differenziali sulle strutture della cripta più vicine ai piloni di sostegno della cupola.

sul terreno considerando una diffusione del carico con una inclinazione a 45° dalla base dei pilastri alla base della fondazione. Con questa ipotesi la superficie di terreno interessata dal carico sopra descritto è pari a 7 m^2 , sulla quale agirebbe una tensione media di 457 kN/m^2 , valore inferiore a quello limite del terreno ma certamente dotato di un fattore di sicurezza piuttosto ridotto.

Un discorso analogo a quello fatto per le fondazioni dei pilastri della navata centrale si può fare anche per i piloni che reggono la cupola, aggiungendo nella formula per il calcolo del carico limite il coefficiente correttivo di forma s , che mette in conto lo stato tensionale tridimensionale presente sotto fondazioni non nastriformi:

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \frac{B}{L} \quad (3.4)$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \frac{B}{L} \quad (3.5)$$

dove B e L sono le due dimensioni della base della fondazione, che per i piloni della cupola sono circa uguali. Si ottiene così un valore di circa 1450 kN/m^2 .

Come si vedrà in seguito, la zona della cripta adiacente a questi piloni presenta dei cedimenti importanti. In questo caso la geometria delle fondazioni non è nota con precisione. Dall'unico carotaggio eseguito in cripta si è ricavata la profondità

della fondazione (3 m dal pavimento della cripta) ma non si è venuti a conoscenza di un'eventuale allargamento della sezione della fondazione, perché il sondaggio è stato eseguito inclinato; per questo motivo, in mancanza di ulteriori informazioni a riguardo, si considera, in via conservativa, la sezione della fondazione pari all'area del pilastro. Da una rapida analisi dei carichi agenti sui piloni in questione si ottengono i seguenti valori di tensione media sul terreno: per i due piloni del setto ovest il carico complessivo che si scarica sulla sua base è pari a 7036 kN, che per una sezione dei pilastri di circa 5,35 m² corrisponde a una pressione media di 1315 kN/m²; per i piloni a est, invece il carico setto risulta leggermente maggiore e pari a 8350 kN, con una sezione di circa 6,89 m² raggiungendo così una pressione media di 1211 kN/m².

I valori ottenuti, se confrontati con il carico limite, sono molto elevati, soprattutto considerando che si tratta di valori medi, ottenuti senza considerare alcuna eccentricità, nonostante queste siano sicuramente presenti, viste le caratteristiche spingenti delle strutture in elevato; sono inoltre stati considerati solo i carichi dovuti al peso proprio della costruzione, senza sovraccarichi quali neve o vento. Questo fatto conferma che la zona sottostante i piloni della cupola è certamente in condizioni critiche, per quanto riguarda l'interazione tra terreno e struttura. Inoltre le colonnine che reggono la volta della cripta portano un carico molto più basso del carico limite del terreno, poiché reggono solo il peso del pavimento del presbiterio, causando quindi cedimenti molto minori rispetto ai piloni. La differenza tra i cedimenti delle diverse zone della cripta genera coazioni sulla struttura i cui effetti, illustrati in dettaglio nel capitolo 4, sono ben visibili su volte, colonne, capitelli e tutte le altre strutture adiacenti (Figura 3.6).

Capitolo 4

Organismo costruttivo e quadro lesivo attuale

Le costruzioni in muratura, ed in particolare quelle storiche, per le caratteristiche meccaniche proprie di questo materiale, basano la loro stabilità principalmente sull'equilibrio degli elementi costruttivi che le compongono. Le tipologie strutturali sono quindi limitate alle forme che garantiscono tale equilibrio ed è presente uno stretto legame tra queste forme e i meccanismi di danno che sono solite presentare. La conoscenza di questo legame tra forma e statica è la base per la comprensione del comportamento strutturale dell'edificio. L'analisi teorica dell'equilibrio e della resistenza dei materiali è pertanto estremamente utile, ma essenziale, a causa della complessità del comportamento dei solidi murari e della loro eterogeneità, è la conoscenza empirica delle varie patologie che si riscontrano sugli edifici storici, sia attraverso l'analisi diretta di numerosi casi pratici di dissesti in fabbriche tipologicamente simili tra loro, che rivalutando le informazioni fornite dalla trattatistica pre-moderna, come, ad esempio, le esperienze del Mery sulla statica degli archi o quelle del Poleni sul comportamento delle cupole.

Il primo approccio all'identificazione strutturale dell'edificio deve quindi consistere nell'individuazione di queste tipologie costruttive all'interno del complesso architettonico attraverso uno studio delle sue forme caratterizzanti e nella comprensione dei rapporti che legano i diversi elementi strutturali e le varie parti dell'edificio, anche in funzione della successione temporale nella quale sono stati costruiti [40].

In questa fase, anche lo studio delle proporzioni che hanno guidato le scelte compositive del progettista è molto utile, perché aiuta a ritracciare la geometria originaria, anche quando questa, per dissesti statici o per successive modifiche da parte dell'uomo, sia mutata nel tempo. Il confronto tra questa geometria originaria e i risultati di un rilievo dettagliato e preciso permette quindi di individuare i meccanismi di danno che hanno modificato le forme rispetto al progetto originario, permettendo sia di quantificare il dissesto avvenuto che, in certi casi, di dedurre l'evoluzione nel tempo dei

meccanismi, osservandone le conseguenze su elementi costruttivi realizzati in epoche diverse.

Infine, una attento rilievo analitico del quadro lesivo e deformativo completa la comprensione del comportamento strutturale dell'edificio. I vari dissesti rilevati vanno analizzati insieme, prendendo in considerazione la globalità dell'edificio, in modo da evidenziare a quali meccanismi di danno siano dovuti e quali zone siano in condizioni più critiche. Questa operazione di ricerca e classificazione è certamente agevolata e guidata dalla conoscenza dei citati rapporti tra forme strutturali e dissesti [41].

Questo quadro serve poi anche come verifica dei risultati di una adeguata analisi numerica: la risposta reale dell'edificio alle sollecitazioni di vario genere subite nel corso dei secoli va interpretato come un esperimento in scala reale che possa validare o meno le ipotesi sul comportamento strutturale previste in fase di modellazione [12].

4.1 L'organizzazione strutturale del Duomo di Parma

Lo schema strutturale dell'edificio, come si è visto nel primo capitolo, è stato fortemente modificato nel corso dei secoli.

La pianta si sviluppa a croce latina basilicale a tre navate, separate da due file di sette pilastri a fascio, alternati tra forti e deboli, che sostengono altrettante volte a crociera, rettangolari sulla navata centrale e quadrate in quelle laterali. Sopra alle navate laterali si ergono i matronei praticabili, che si affacciano sulla navata centrale attraverso delle quadrifore. Ai lati delle navate minori sono state aperte due file di cappelle laterali, una sul lato settentrionale e una su quello meridionale. Il transetto, ad una sola navata, è molto ampio, circa quanto la navata maggiore, e presenta ben quattro absidi: due a est, una a nord e una a sud. In corrispondenza della crociera tra la navata centrale e il transetto sorge la cupola, a sesto acuto, poggiante su un tamburo ottagonale con un occhio circolare per ogni lato. A est della crociera è presente un coro di dimensioni pari a quelle di un braccio del transetto e terminante con l'abside centrale. Sotto a presbiterio, transetto e coro si apre l'ampia cripta, coperta da volte a crociera poggianti su esili colonne, che ricalca la pianta del livello superiore.

Concentrando dapprima l'attenzione sul corpo delle navate, si ricorda che dal punto di vista strutturale questo, inizialmente, era sostanzialmente composto da quattro allineamenti longitudinali. I due muri esterni reggevano la modesta spinta delle volte sulle navate laterali e i carichi verticali della copertura lignea dei matronei (a cui furono aggiunte le volte solo in epoca rinascimentale). I due allineamenti di separazione tra la navata centrale e le laterali, costituiti dai pilastri e dai setti soprastanti, portavano la copertura a capriate e sostenevano le spinte delle volte quadrate esapartite, irrigiditi solamente da deboli lesene a sezione pentagonale.

Questa situazione precaria è stata fortemente modificata in seguito al terremoto del 1117, quando il probabile crollo delle volte sulla navata centrale ha indotto radicali modifiche strutturali. In primo luogo, come illustrato nei capitoli precedenti, si giunse alla conclusione che le volte su base quadrata dovevano essere sostituite con una tipologia meno spingente sulla facciata, come le attuali volte rettangolari. Inoltre è risultata evidente la necessità di introdurre dei contrafforti per aiutare questi setti a reggere le spinte trasversali, che in un primo momento erano state sottostimate. Sopra agli archi trasversali dei matronei si costruiscono quindi contrafforti rampanti dai setti esterni a quelli interni e furono più volte modificati in altezza. Un ulteriore aiuto alla stabilità dei setti longitudinali è stato portato dalla costruzione, tra il XIII e il XV secolo, delle cappelle laterali, che hanno in pratica prolungato i contrafforti fino a creare dei veri e propri setti trasversali.

La maggiore rigidità della struttura si è così spostata dalla direzione longitudinale, ulteriormente indebolita dalle aperture per l'accesso alle cappelle laterali, a quella trasversale, che ne aveva maggiore necessità. In caso di sisma, le zone di più marcata debolezza rimangono pertanto quella della facciata, scarsamente connessa ai setti longitudinali e quindi facilmente soggetta al rischio di ribaltamento, e quella absidale.

Passando a osservare il corpo orientale, abbiamo già notato come questo appaia sostanzialmente come una parte di un edificio a pianta centrale, con la cupola al centro, tre bracci di pari ampiezza attorno (transetto e coro) e 5 absidi semicirculari di coronamento. I due bracci del transetto e il coro sono coperti da volte a crociera su base quadrata. Le spinte delle due crociere del transetto sono efficacemente contrastate dalle absidi, su due lati, trovano parziale compensazione verso ovest con le volticciole delle navate laterali e a loro volta contrastano per buona parte la spinta centrifuga della cupola, che però si trova applicata a un livello più elevato, e che quindi causa pericolosi momenti flettenti nel muro del tiburio. Analoga situazione si trova a est della cupola, verso la crociera del coro, che però è contrastata da una sola abside, posta a est, mentre non trova efficaci supporti a nord e a sud.

La "cupola" in realtà è composta da due strutture distinte: la cupola in muratura che ammiriamo dall'interno, sostanzialmente risalente alla struttura romanica originaria, e una copertura esterna composta da centine di legno e lastre di rame, più volte rimaneggiata (Figura 4.1). La cupola in muratura si imposta su una base ottagonale formata dai quattro archi trionfali della crociera e da quattro pennacchi di raccordo, leggermente modificati nel 1523 per prepararli a ricevere gli affreschi del Correggio. La struttura è a sesto acuto, con centro dell'arco a un terzo del diametro del cerchio circoscritto all'ottagono di base (sesto di terzo acuto). Lo spessore parte da un braccio (54.5 cm) alla base per ridursi, con un gradino in corrispondenza del parallelo a 60°, a circa due terzi di questo valore. In sommità è appoggiata una lanterna, che però non dà luce all'interno, in quanto priva di occhio, ma serviva solo come alloggiamento per una campana. Sullo stesso ottagono di base si imposta anche un tiburio esterno, composto da una loggetta colonnata. Su questa loggetta poggia infine la struttura lignea, a centine curve, che sostiene il manto di copertura in lastre di rame. Tutti i carichi

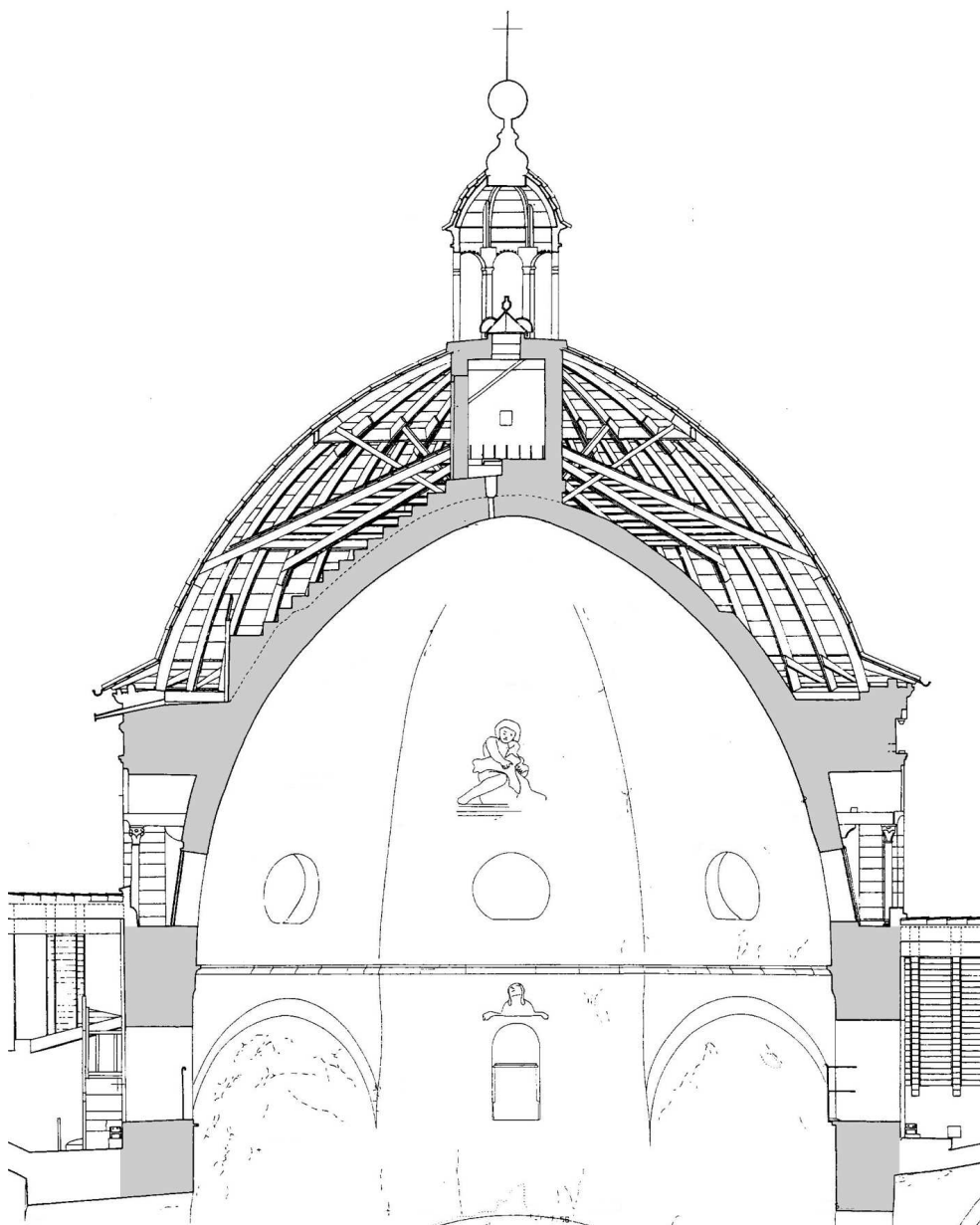


Figura 4.1: Sezione della cupola in corrispondenza della mezzeria della vela (FOART).

che gravano sul tiburio sono ovviamente di ausilio alla stabilità della cupola, perché favoriscono la verticalizzazione della curva delle pressioni.

Infine, l'ampia cripta a oratorio si estende, oltre che sotto al presbiterio, anche sotto i transetti e il coro, che sono ugualmente rialzati rispetto al corpo della chiesa. E' suddivisa in 44 campate coperte da volte a crociera e sostenute da 36 colonne in parte di recupero da edifici romani, ma con basi e capitelli in stile corinzio tutti romanici e coevi tra loro [15]. La struttura ricalca quella del livello superiore, con la zona centrale, formata da un quadrato di tre per tre campate e compresa tra i quattro piloni di sostegno della cupola, circondata da altri tre quadrati di dimensioni simili in corrispondenza dei due bracci del transetto e del coro (in questa zona le campate sono leggermente deformate in direzione est-ovest). Su questi tre quadrati si affacciano cinque cappelle, in asse con le corrispondenti al piano superiore, ma Testi [15] suggerisce che, prima della modifica dell'accesso alla cripta che ne avrebbe demolite due per creare i nuovi accessi laterali, le cappelle potessero essere anche sette, rendendo ancora più simile la cripta a una chiesa autonoma a pianta centrale.

Dal punto di vista strutturale comunque è evidente la disomogeneità dei carichi che gravano sulle diverse parti della cripta: i quattro piloni di sostegno della cupola, portano un ingente carico proveniente da tutta la struttura copertura-tiburio-cupola, dagli arconi del presbiterio e dai piloni stessi, sulle murature esterne gravano parte delle volte e delle coperture del transetto e del coro, mentre le colonne reggono solamente il modesto carico delle volte a crociera e della soprastante pavimentazione in marmo rosso di Verona. Come già si può intuire e più avanti si approfondirà, questa disomogeneità è fonte di una distribuzione non uniforme di carichi sul terreno e quindi di cedimenti differenziali marcati tra le diverse strutture prima descritte.

4.2 Metrica e proporzioni

L'architettura del medioevo, anche se meno codificata di quella della successiva epoca rinascimentale, poneva certamente alla base del processo compositivo una serie di matrici proporzionali e regole metriche che è opportuno ricercare per ricostruire l'intento progettuale originario e confrontarlo con quanto è giunto, dopo secoli di modifiche e dissesti, fino a noi.

Il complesso impianto architettonico del Duomo di Parma, basato su uno schema trinavato a pilastri alterni nel corpo longitudinale e su uno spazio presbiteriale centraliforme con transetto poliabsidato e cripta a oratorio, non poteva certo realizzarsi senza uno schema plani-volumetrico rigoroso e un preciso disegno progettuale. Schema, peraltro, che non riguarda solo le principali dimensioni in pianta o in alzato della costruzione, ma anche i singoli elementi strutturali e decorativi, dalle sezioni dei pilastri ai portali di accesso.

Nella ricerca di questo schema geometrico di base bisogna naturalmente fare riferimento alle unità di misura in uso all'epoca della costruzione: il braccio parmigiano

(54.5 cm) e il suo multiplo di fattore 6, ovvero la pertica (3.27 m). Misurando la pianta del Duomo con queste unità (Figura 4.2) si ritrovano subito dei rapporti interessanti: la larghezza della navata centrale, ad esempio, corrisponde esattamente a 4 pertiche, considerando la distanza tra gli interassi dei pilastri. Se però si misura l'interasse tra due pilastri adiacenti in senso longitudinale, si ottiene un valore che è leggermente superiore alla metà della larghezza della navata, inficiando il rapporto 1:2 che a prima vista appare chiaro tra i due lati di ogni campata della navata centrale. Per ritrovare l'esatto valore di 4 pertiche bisogna infatti considerare la distanza tra pilastro forte e pilastro forte, escludendo gli arconi trasversali tra i piedritti principali. Questo fatto prova ulteriormente come nel progetto originario il ruolo dei sostegni forti dovesse essere differente da quello dei sostegni deboli, in corrispondenza dei quali non era presente un elemento dalla forte valenza compositiva di suddivisione dello spazio pari come può essere un arco trasversale.

Un approfondito studio sulla metrica del Duomo di Parma è stato fornito dalla Manenti Valli nel suo contributo al testo "Architettura e terremoti" coordinato dal Prof. Di Pasquale [5] in occasione del terremoto del 1983 (Figura 4.3). Questo studio, però, pur fornendo interessanti intuizioni sui rapporti che legano le varie dimensioni del Duomo, si basa sulla formulazione di una ipotesi sull'impianto originario del Duomo di Parma che non pare convincente. La Manenti Valli giunge a conclusioni analoghe a quelle sopra esposte per quanto riguarda il modulo quadrato della navata centrale, ma risolve il problema della settima campata ipotizzando che in origine le campate fossero otto, ovvero quattro doppie campate, ma che in occasione del terremoto del 1117 i gravi danni subiti dalla struttura abbiano suggerito l'arretramento della facciata con l'eliminazione di una campata. Questa soluzione, che contrasta con le considerazioni esposte nel primo capitolo contro l'ipotesi di una seconda campagna costruttiva dopo il 1117, non sembra neppure molto verosimile dal punto di vista compositivo-proporzionale qui considerato: se le campate quadrate esistevano, certamente erano comprese tra coppie di pilastri forti, mentre un ipotetico spostamento della facciata porterebbe di conseguenza (se non si pensa anche a una sostituzione totale dei pilastri) o che le doppie campate erano comprese tra pilastri deboli, o che sia la prima che l'ultima campata erano anomale e rettangolari, comprese tra una estremità e una coppia di pilastri forti.

Se passiamo poi ad analizzare il complesso absidale salta subito all'occhio la simmetria polare della struttura attorno alla crociera presbiteriale. Sui tre lati opposti al corpo longitudinale si sviluppano tre quadrati, di lato circa uguale alla crociera stessa. All'estremità orientale si apre l'abside centrale, mentre su ogni braccio del transetto si aprono due absidi minori. Come rilevato dalla Manenti Valli, i centri di queste cinque absidi formano un triangolo isoscele rettangolo, forma non certo casuale, con lato di 8 pertiche. Questa particolare forma, essendo metà di un quadrato, introduce nella metrica del Duomo il numero irrazionale $\sqrt{2}$, che si ritrova anche nel rapporto tra raggio esterno e raggio interno delle absidi. Lo spessore murario ne risulta quindi definito in funzione della luce libera. Il fatto che le absidi orientali del transetto siano posizionate in asse con il lato del quadrato su cui si affacciano, le porta di conseguenza ad essere

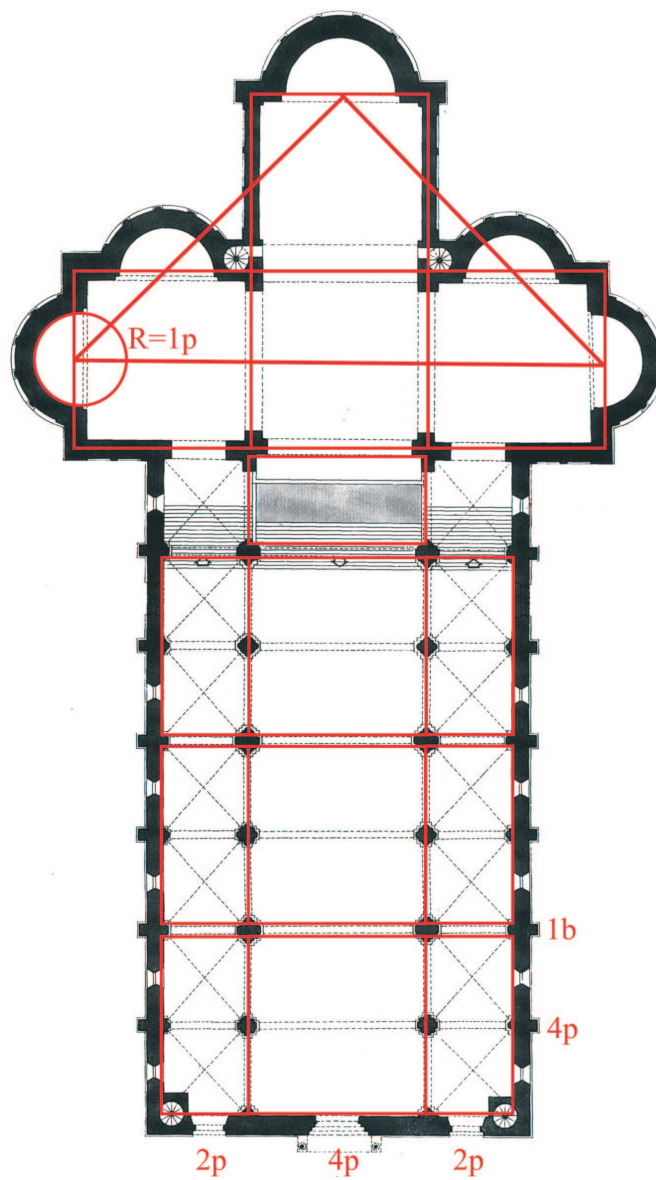


Figura 4.2: Lo schema geometrico della pianta del Duomo sulla base del sistema metrico medievale: pertiche (p) e braccia (b).

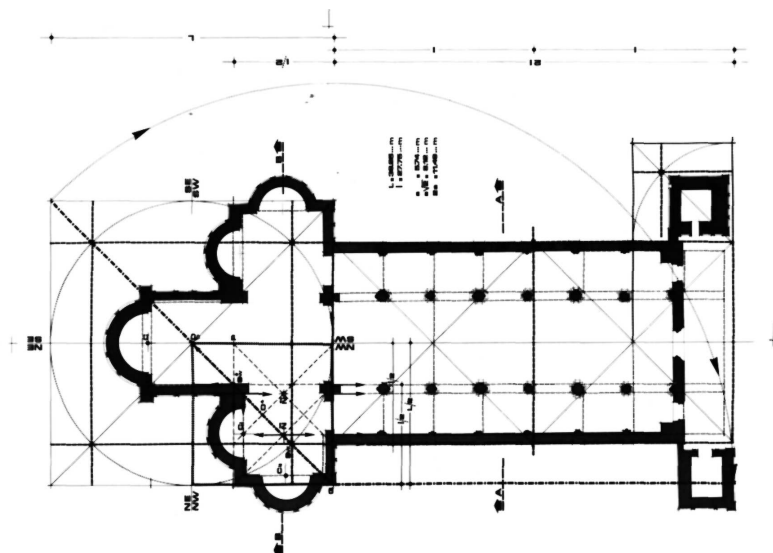


Figura 4.3: Lo studio metrico della Manenti Valli si basa sull'ipotesi di una originaria ottava campata oltre l'attuale facciata [5].

disassate rispetto alle navate laterali della chiesa; questo non significa però che la loro posizione sia anomala o casuale, ma rientra nella precisa geometria del corpo absidale, che trova collegamento con il corpo longitudinale attraverso l'intersezione nel quadrato della crociera, che ha lato pari all'ampiezza della navata maggiore.

4.3 Il quadro fessurativo e deformativo attuale e i meccanismi di collasso evidenziati

La Cattedrale, nei suoi tanti secoli di vita, è stata soggetta a fenomeni di dissesto per cause intrinseche ed esterne che hanno lasciato tracce evidenti sulle sue strutture e hanno richiesto in passato interventi di trasformazione e di consolidamento, che ne hanno ulteriormente modificato il comportamento statico. Il complesso quadro fessurativo e deformativo che è oggi visibile è il risultato di questo lungo processo, che ha compreso terremoti, cedimenti e patologie strutturali di vario genere. Analizzare questo quadro e afferrarne il significato, individuando per ogni fenomeno la causa e riunendo i diversi sintomi in famiglie omogenee prodotte dalla stessa patologia, è un passo fondamentale per la comprensione del comportamento statico e della salute attuale della fabbrica.

Pertanto è stato effettuato un nuovo rilievo delle lesioni, confrontandolo con quello

eseguito in seguito al terremoto del 1983, quando diverse nuove fessure si erano aperte nel Duomo, che è stato completato con informazioni integrative e dati aggiornati. Accanto al quadro strettamente fessurativo, sono state prese in considerazione anche tutte quelle variazioni rispetto alla geometria originaria, come fuori piombi, cedimenti differenziali e deformazioni di elementi (strutturali e non) che denunciano un preciso stato di sofferenza della zona interessata. Tutte queste informazioni sono state raggruppate in funzione del meccanismo di danno di cui sono sintomo, formando così un quadro completo e chiaro della situazione attuale di evoluzione dei dissesti.

4.3.1 Il distacco della facciata

La tendenza al distacco della facciata dalle murature longitudinali e la rotazione verso l'esterno della stessa fanno parte di un meccanismo di collasso tipico delle strutture in muratura, identificato da Antonino Giuffrè [42] come collasso del primo modo, proprio perché è il più frequente. Ad innescarlo contribuiscono sostanzialmente due fattori: le spinte non controbilanciate delle volte che coprono l'ultima campata e il susseguirsi degli eventi sismici, che applicano ulteriori spinte in una direzione nella quale il setto murario in questione presenta rigidità minima e scarso supporto da parte di altri elementi strutturali, come l'esile protiro. Questo fenomeno doveva essere ancora più marcato nella forma originaria, quando la copertura della navata centrale era realizzata con volte esapartite su base quadrata; in tal caso, infatti, la spinta sulla facciata sarebbe stata molto maggiore ed è verosimile che in occasione del violento terremoto del 1117 tale struttura non abbia resistito.

Anche quando l'ammorsamento con le murature ortogonali fosse ben realizzato (come risulta essere nel caso del Duomo di Parma), le elevate spinte cui è soggetta la facciata provocano la formazione di lesioni da trazione alle estremità dei setti murari longitudinali, che sono visibili in più punti e, nel complesso, denunciano un quasi completo scollamento della facciata dal resto della chiesa. Le lesioni, di cui una è mostrata in Figura 4.4b partono infatti dalle reni della prima coppia di archi longitudinali tra la navata centrale e quelle laterali e proseguono, in modo simmetrico sui due setti murari, quasi verticalmente, connettendo le quadrifore dei matronei alle finestre del cleristorio. Collegate allo stesso meccanismo sono anche le sconessioni rilevate nel pavimento dei matronei nella prima campata, dove le piastrelle in cotto più vicine alla facciata sono visibilmente inclinate in senso discendente verso l'esterno (Figura 4.4 a).

La zona che presenta lesioni più ampie e diffuse è quella della prima cappella sul lato meridionale, dove al meccanismo descritto si somma l'influenza negativa della torre campanaria, che si trova proprio in adiacenza alla parete della cappella (Figura 4.5). Questa influenza si concretizza sia in consistenti cedimenti verticali dovuti alla massa della torre, sia in interferenze dinamiche che si sviluppano in caso di sisma tra due strutture con rigidità (e quindi modi di vibrare) così diversi.

Inoltre, in mezzeria della facciata è visibile all'esterno una lesione verticale che dalla chiave dell'arco sopra al portone centrale prosegue fino al finestrone vetrato e poi



Figura 4.4: (a) L'avvallamento del pavimento dei matronei testimonia il meccanismo di rotazione della facciata. (b) La rotazione della facciata coinvolge anche parte delle murature longitudinali.

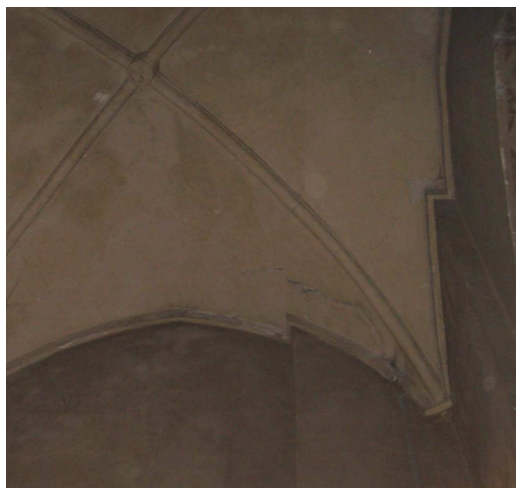


Figura 4.5: Le lesioni della cappella adiacente alla torre campanaria.

oltre fino in sommità, come conseguenza della flessione nel piano orizzontale del setto murario, probabilmente prodotta da fenomeni sismici di rilievo. Un paio di metri sotto al finestrone centrale, nell'intonaco affrescato della controfacciata è anche presente un notevole rigonfiamento (Figura 4.6), ulteriore testimonianza del meccanismo descritto che provoca una concentrazione degli sforzi di compressione in questa zona e la conseguente crisi per instabilità di questo strato di intonaco. Nonostante questo distacco sia stato consolidato in occasione degli ultimi restauri, è probabile che, con l'evolversi del meccanismo, il problema si ripresenti in altri punti della mezzeria della facciata.

Per contribuire ad assorbire parte di queste spinte ricollegando la facciata al corpo della chiesa sono stati inseriti nel 1863 quattro tiranti inclinati agli angoli della chiesa. Due sono visibili in parte dalle scale a chiocciola che danno accesso ai matronei dai portoni laterali e altri due sono al livello del sottotetto. Il tirante posto all'angolo nord-ovest, più facilmente accessibile, è stato sottoposto ad una prova dinamica, che ha evidenziato il suo scarso stato tensionale, forse prodotto da una scarsa efficacia degli ancoraggi, motivo per cui questo non pare essere di alcun beneficio alla stabilità della struttura. Maggiore confidenza si può invece affidare alla presenza di un cordolo in calcestruzzo armato sulla sommità della facciata, realizzato contestualmente alla sostituzione del sistema di copertura e al consolidamento delle volte. Questo elemento strutturale non elimina completamente gli sforzi flessionali sulla muratura ma certamente contribuisce a diminuirli fortemente, inserendo un ulteriore vincolo a possibili spostamenti.

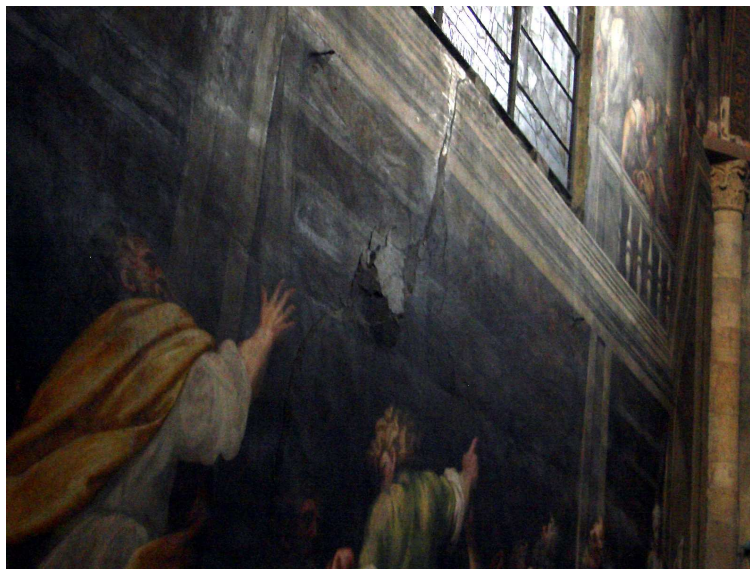


Figura 4.6: Il rigonfiamento causato dalla compressione sull'intonaco della controfacciata.

4.3.2 Le spinte trasversali delle volte della navata centrale

Anche un semplice sguardo alla copertura voltata della navata centrale del Duomo di Parma può bastare per individuare quello che è uno dei problemi statici più marcati di questa quasi millenaria Fabbrica: il dissesto delle volte a crociera della navata centrale, le cui spinte non sono state sempre adeguatamente contrastate trasversalmente.

Questo meccanismo è chiaramente denunciato dalla deformazione marcata degli arconi trasversali, che, uscendo completamente dal sesto iniziale, si trovano ad essere molto ribassati, quasi invertendo la loro concavità in chiave (Figura 4.8). Questa deformazione è connessa dal fuori piombo dei pilastri di sostegno, che, in seguito alla spinta delle volte, si sono spostati in sommità allargando la base di imposta di alcuni arconi anche di 40 cm. La rilevazione effettuata a gennaio 2005 dei valori di fuori piombo dei pilastri, riportati in Figura 4.7, ha evidenziato come il lato meridionale sia quello con le maggiori inclinazioni (certamente anche a causa dell'abbassamento temporaneo dei contrafforti rampanti documentato nel 1749 [27]) e come la campata adiacente alla cupola, compresa tra due pilastri forti, sia quella meno deformata, a riprova del fatto che la sua maggior solidità può aver convinto i costruttori, dopo il terremoto del 1117, a prenderla ad esempio per ricostruire le volte esapartite danneggiate o crollate. A questo dissesto si accompagna un diffuso quadro fessurativo in senso longitudinale in corrispondenza delle chiavi delle volte, in accordo con il tipico meccanismo di collasso

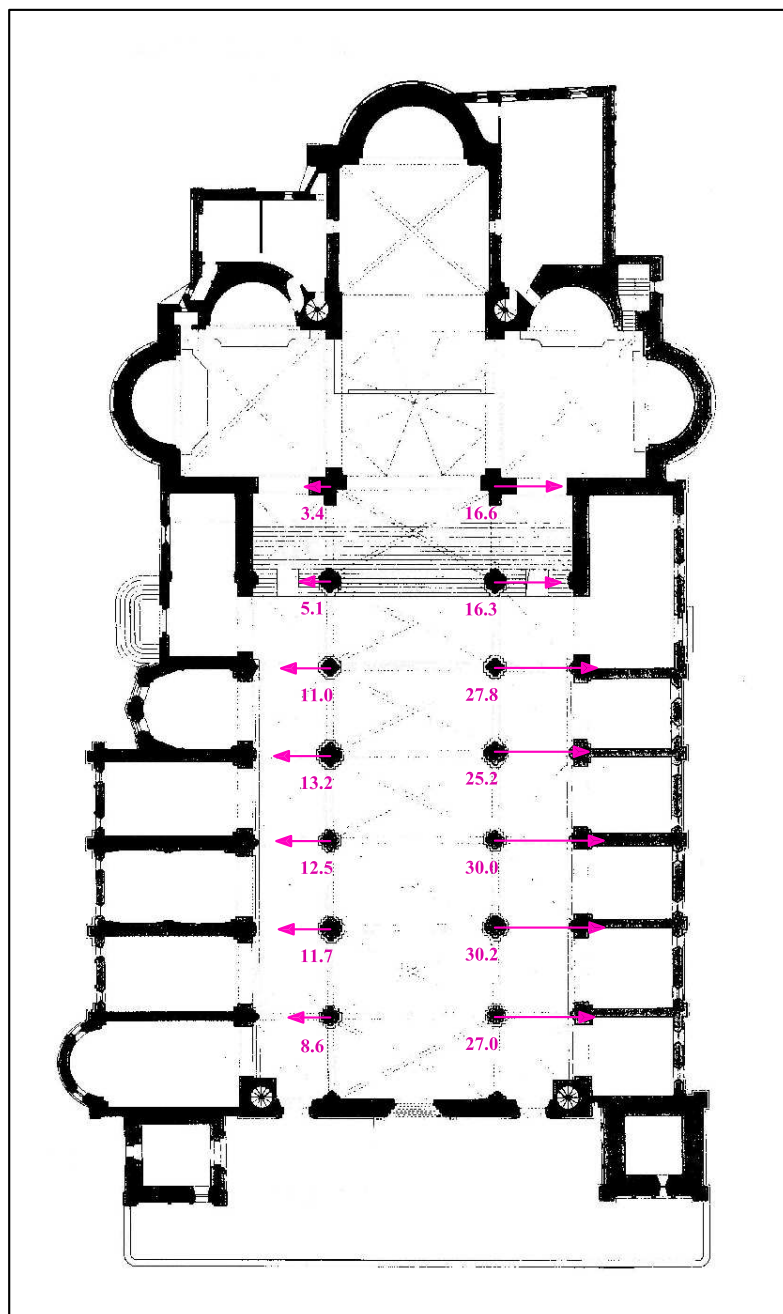


Figura 4.7: I valori, in cm, dei fuoripiombo rilevati sui pilastri della navata centrale.



Figura 4.8: Le evidenti deformazioni delle volte della navata centrale: in basso a destra il distacco tra costolone e volta che si presentava nel 1989 ai restauratori [6].

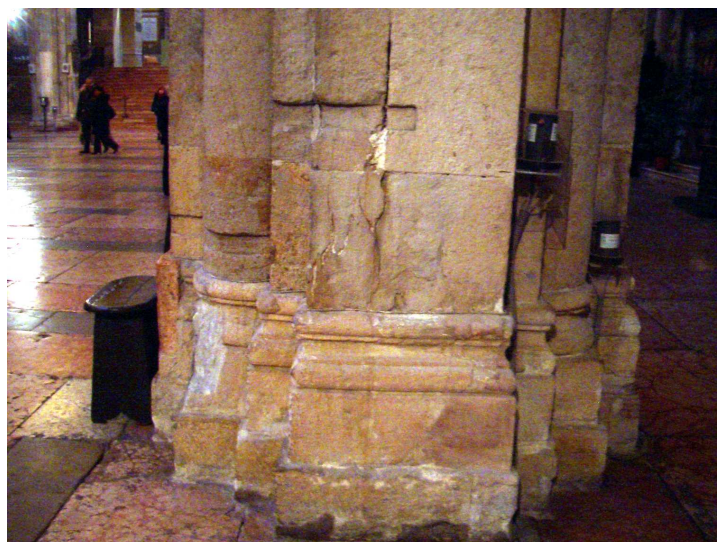


Figura 4.9: Le lesioni da schiacciamento nel secondo pilone destro della navata centrale.

degli archi a tutto sesto. Nelle navate laterali invece le lesioni sono asimmetriche, sia a causa della rotazione dei pilastri che del loro cedimento fondale. I pilastri tra la navata centrale e le laterali mostrano in alcuni casi lesioni da schiacciamento nella parte inferiore, verso la navata centrale (Figura 4.9), anche se il profilo rilevato non mostra inversione della concavità della deformata in prossimità della base. Questo degrado ha portato alla decisione di sostituire alcune delle pietre del primo pilastro a destra nel 1903 e oggi è il pilastro successivo a mostrare i maggiori segni di sofferenza.

4.3.3 I cedimenti differenziali nella zona sotto la cupola

Come illustrato nel primo paragrafo di questo capitolo, l'intero peso della cupola viene scaricato a terra tramite i quattro piloni angolari che sorgono all'incrocio tra navata centrale e transetto. Poiché le fondazioni dei piloni poggiano sul medesimo livello stratigrafico di quelle delle murature esterne, che pure portano carichi minori, i cedimenti delle due zone sono stati molto diversi, causando deformazioni e lesioni sulle strutture in elevazione. Queste conseguenze appaiono particolarmente evidenti in cripta, dove il contrasto tra il cedimento dei piloni e quello delle colonnine che sostengono le volticciole è più forte, ma il problema non è limitato a questo livello. Anche la scalinata che occupa la settima campata della navata centrale, costruito nel XVI secolo, è deformato e fratturato in più punti. Le mura del transetto e del coro, nonché l'ultima campata del corpo longitudinale mostrano inoltre evidenti segni di cedimenti, con caratteristiche lesioni inclinate a circa 45° .

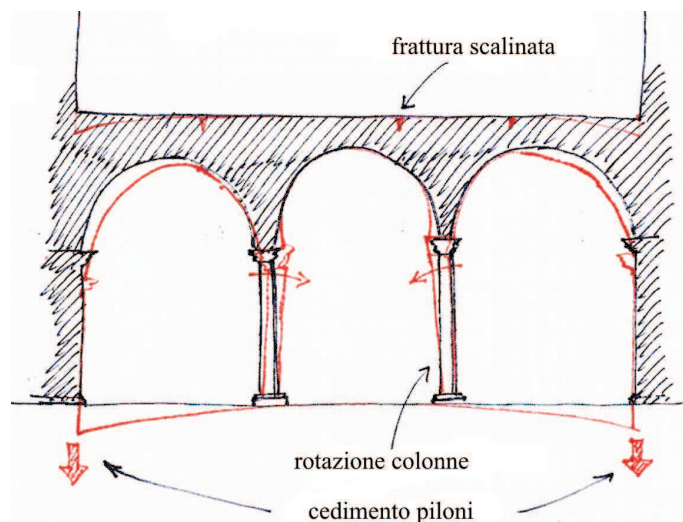


Figura 4.10: Il meccanismo di danno innesco in cripta dal cedimento dei piloni di sostegno della cupola.

In cripta però la situazione è certamente più preoccupante, per le implicazioni che porta alle strutture coinvolte. I cedimenti differenziali tra i piloni e le adiacenti colonnine raggiungono in alcuni casi i 10 cm su una luce di soli 3 m. Gli archi e le soprastanti volte ne risultano fortemente deformati, con aperture tra i mattoni di diversi centimetri. Questi archi deformati spingono in maniera asimmetrica sui loro sostegni, portando a una rotazione reciproca tra i capitelli e le sottostanti colonne e tra queste ultime e le rispettive basi, come illustrato schematicamente in Figura 4.10. Questo meccanismo è molto pericoloso, perché causa forti parzializzazioni e concentrazioni di tensioni sulle residue aree molto limitate di contatto tra i conci delle colonnine, e il quadro fessurativo e le recenti fratture nei marmi dei capitelli e delle colonne, mostrate in Figura 4.11 ne sono la riprova. Solo un paio di anni fa alcune schegge di marmo si sono staccate dalle estremità di una colonna. La situazione è evidentemente grave e tuttora in evoluzione: nuove scaglie di marmo possono essere ulteriormente espulse.

Il quadro fessurativo delle volte a crociera è ugualmente molto marcato (Figura 4.12 e in alcuni punti non c'è più contatto tra queste e le sottostanti nervature in mattoni; la dimensione delle lesioni va però sensibilmente diminuendo man mano che ci si allontana dalla zona della cupola.

Anche il pavimento testimonia la presenza di cedimenti differenziali: il manto in cotto dietro gli scranni del coro, che non è stato sostituito come il restante nel 1950, mostra un cedimento verso la parete del pilone di sud-est di 7 cm, che va diminuendo fino ad annullarsi all'estremità orientale della navatella. Il pavimento rifatto recen-



Figura 4.11: Le recenti lesioni in colonne e capitelli della cripta.



Figura 4.12: Il marcato quadro fessurativo delle volte a crociera della cripta.



Figura 4.13: Le lesioni e deformazioni simmetriche sulle parti adiacenti ai piloni della parete occidentali della cripta, realizzate nel 1556.

temente, pur con entità minori, mostra ugualmente ulteriori avvallamenti nella zona sottostante i piloni.

La parete che chiude a ovest la cripta, costruita nel 1556 per appoggiarvi il nuovo scalone della navata centrale, presenta ampie lesioni simmetriche a 45° sulle zone adiacenti ai piloni e le aperture (due porte e due oculi ellittici) sono visibilmente deformate (Figura 4.13). Tornando sul piano della chiesa si può anche osservare che lo stesso scalone, costruito nel 1566, è deformato e lesionato in più punti, con dislivelli rilevati fino a 4 cm tra la parte centrale e la zona vicina ai piloni (Figura 4.14).

4.3.4 Cupola e semicupole

La sezione della cupola del Duomo di Parma ha una forma a sesto acuto che conferisce alla struttura una particolare stabilità e spinte limitate. Ciononostante nei secoli si sono formati dissesti e sono visibili diverse fessure, che sono state fonte di preoccupazione per i fabbricieri nei secoli passati, anche a causa delle infiltrazioni di acqua che favorivano. Certamente la lanterna posta in sommità comporta un aggravio delle sollecitazioni, ma la forma acuta ne favorisce il sostegno.

Le lesioni principali si trovano, com'è naturale, per il comportamento statico proprio della cupola, alla base, in chiave a quegli arconi che ne trasferiscono parte del peso ai

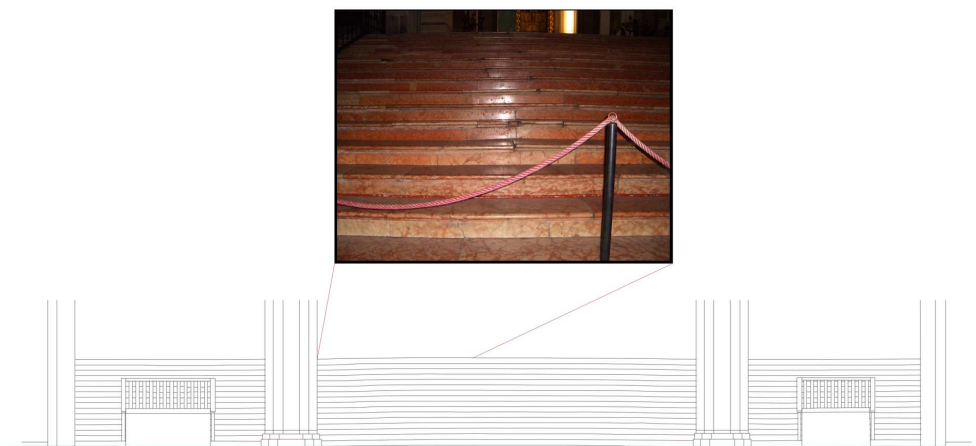


Figura 4.14: Rilievo e fotografia dei dissesti dello scalone costruito nella navata centrale nel 1566.

piloni. Dall'estradosso di ognuno dei quattro archi le fessure proseguono verticalmente fino alle corrispondenti finestrelle cieche nel tiburio e oltre, fino agli oculi posti sugli assi cardinali (Figura 4.15). Per contenere le spinte è stata inserita, a metà del secolo scorso, una robusta cerchiatura su pianta quadrata composta da profilati metallici, che sembra abbia risolto il problema e bloccato i dissesti.

Lesioni simili si trovano anche nelle semicupole che coprono le absidi. Qui le lesioni principali di trazione sono lungo l'asse di simmetria di ogni abside, perché trasversalmente le spinte sono meno contrastate.

4.3.5 Problemi di ammorsamento tra corpo originario e cappelle laterali

La linea di giunto tra il perimetro originario medievale dell'edificio e le cappelle laterali, costruite in tempi diversi tra due e tre secoli dopo, è percorsa da lesioni quasi continue che mostrano gli evidenti problemi insorti a seguito dell'inserimento di queste nuove strutture. Fessurazioni macroscopiche sono visibili orizzontalmente sul pavimento, con inclinazione della zona più esterna, verticalmente lungo le murature dei setti tra le cappelle, in adiacenza ai confini medievali del Duomo (Figura 4.16), e sull'estradosso delle volte delle cappelle, vicino all'imposta interna.

L'ammorsamento non è evidentemente stato realizzato a regola d'arte: a differenza da quanto accade in facciata, dove la parete ribaltante trascina con sé parte dei setti longitudinali, perché la connessione è coeva e ben realizzata, qui le lesioni si sono

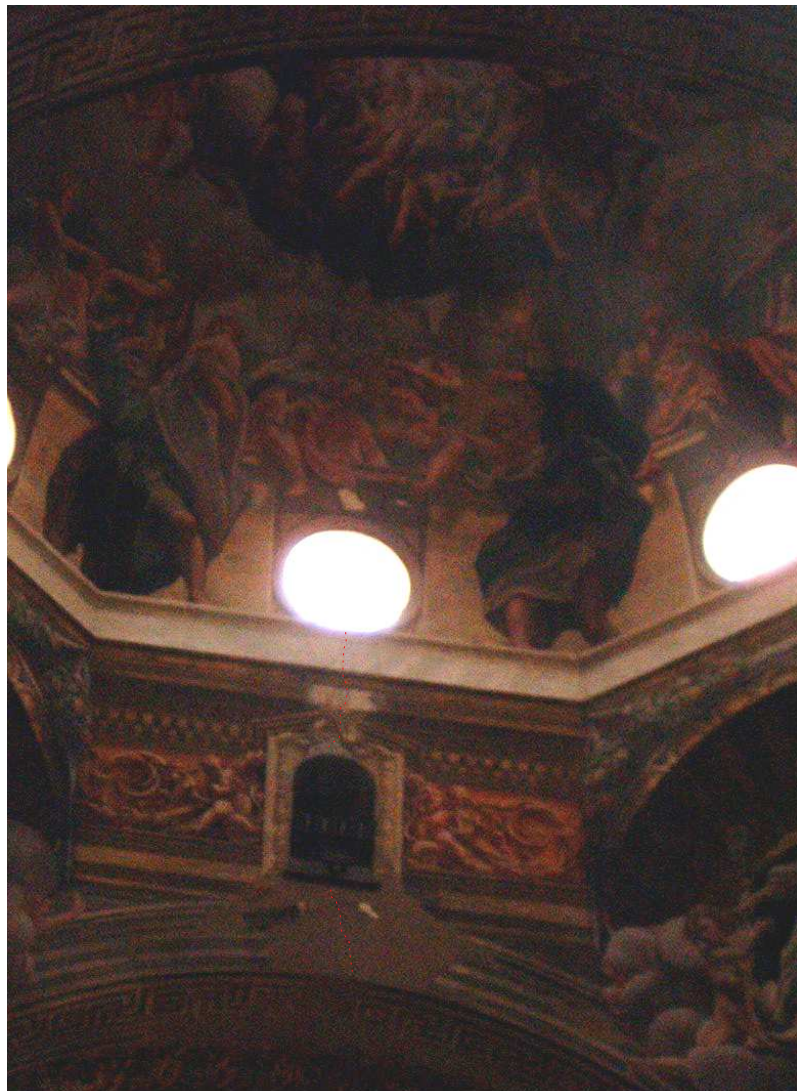


Figura 4.15: Le lesioni in chiave di uno degli arconi di sostegno della cupola.

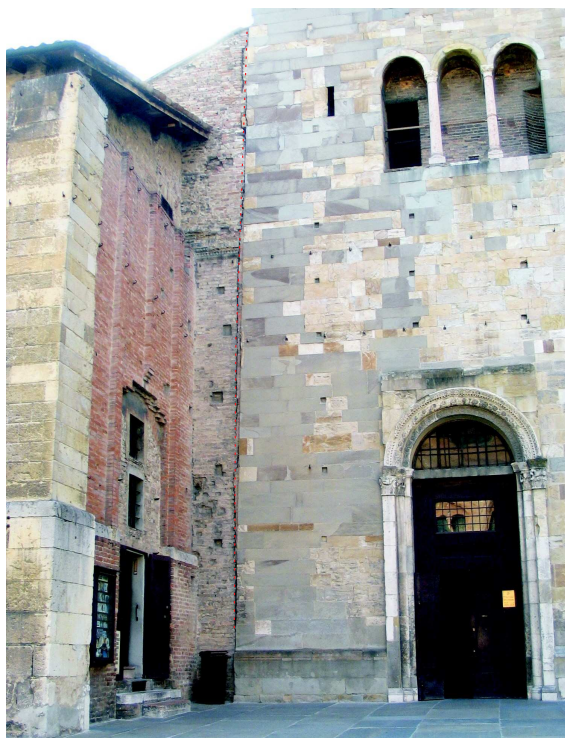


Figura 4.16: Le lesioni continue che segnano lo scarso ammorsamento tra corpo originario e cappelle laterali.

presentate esattamente lungo la linea di innesto, senza coinvolgere la nuova struttura muraria, ma semplicemente separandola dalla vecchia.

Inoltre, le modeste fondazioni delle nuove strutture hanno portato cedimenti differenziali consistenti, come mostrato in particolare dal cedimento del pavimento. I setti murari tra le cappelle svolgono anche funzione di contrafforti per le spinte che provengono dalla navata centrale, dovendo quindi scaricare sul terreno una sollecitazione eccentrica che ha contribuito a causare rotazioni del setto stesso e quindi ulteriori cedimenti differenziali.

Si può osservare comunque che il fenomeno delle rotazioni di parti aggiunte ad un edificio è, in parte, fisiologico perché le nuove parti si trovano fondate in parte su terreni già consolidati e assestati dal peso della costruzione più antica, e in parte su terreno indeformato.

Capitolo 5

“Monitoraggio storico” e monitoraggio moderno

Quando si parla di monitoraggio strutturale, o SHM (Structural Health Monitoring), solitamente si intende quell'operazione che, mediante l'installazione di apposita strumentazione su un edificio, permette di controllare l'evoluzione dei suoi dissesti per tutto il tempo in cui questa rimane in funzione. In realtà questo tipo di monitoraggio, che definiremo “moderno”, anche se svolto “a lungo termine” fornisce comunque solo informazioni quantitative relative a un periodo di tempo molto breve, rispetto alla vita plurisecolare della struttura. Quello che si richiede a una simile operazione non è quindi una quantificazione del dissesto stesso, ma solo della sua velocità di evoluzione attuale. Questo risultato ha certamente un significato in senso assoluto, perché può evidenziare i meccanismi di collasso che evolvono più rapidamente rispetto ad altri, ma assume una valenza maggiore se confrontato con i risultati di una ricerca archivistica specifica sui dissesti e, soprattutto, con un “monitoraggio storico”, ovvero un'indagine che associa alle notizie archivistiche i segni lasciati dai dissesti su parti della struttura realizzate in epoche diverse, che permetta di ripercorrere l'evoluzione dei dissesti nel tempo, dalla costruzione ai giorni nostri.

La ricerca archivistica, attraverso lo studio delle perizie, dei registri di pagamento, delle relazioni dei tecnici, delle convenzioni di incarico o delle forniture di materiale può infatti fornire informazioni qualitative sulla presenza in passato, in periodi diversi, dei dissesti che oggi vengono misurati e, in alcuni casi, può fornire anche dati quantitativi, se si reperiscono relazioni dettagliate di tecnici con misure, più o meno precise, dei dissesti stessi o spie poste in opera in epoche note.

Il cosiddetto “monitoraggio storico” si avvale della conoscenza dello stato deformativo di alcuni elementi strutturali o di finitura in determinati periodi storici per tracciare un grafico di interpolazione dell'evoluzione delle deformazioni in funzione del tempo, di cui (oltre al punto iniziale, a deformazione nulla, e quello finale, con la de-

formazione attuale) si possono conoscere più punti intermedi. Dello stesso grafico, il monitoraggio moderno indica invece la derivata al tempo attuale.

Ad esempio, nel caso della cupola di Santa Maria del Fiore a Firenze i risultati ottenuti con sei anni di monitoraggio strumentale hanno confermato la velocità di apertura delle fessure che era stata dedotta dallo studio delle spie lasciate in passato [43; 44; 45]. Questo non significa però che il monitoraggio strumentale sia stato inutile, ma solo che la velocità di evoluzione non è mutata nel tempo.

La combinazione di tutte queste informazioni può fornire quindi un'immagine completa dell'evoluzione del dissesto dall'origine della fabbrica ai giorni nostri e, soprattutto, chiarire se la velocità di deformazione che lo strumento misura oggi sia maggiore o minore di quella del passato e quindi se il dissesto sia in fase di stabilizzazione oppure di accelerazione, che è in sostanza lo scopo dell'indagine sulla situazione statica.

5.1 L'evoluzione dei dissesti nella documentazione archivistica

A partire dal 1447, quando fu fondata per volere di Niccolò V, la Veneranda Fabbrica della Basilica Cattedrale di Parma, conserva nel suo archivio tutti gli atti relativi agli interventi sul Duomo, dalle convenzioni di incarico ai progetti, alle forniture di materiali, a tutte quelle piccole opere di manutenzione che possono dare utili indicazioni sullo stato di degrado delle varie parti della Fabbrica nel corso dei secoli: materiale fondamentale per comprendere le patologie che hanno interessato la cattedrale in passato e quindi per valutare la situazione attuale. Nello studio di questo materiale si è fatto riferimento, tra l'altro, alla tesi di laurea di Federica Angelini [46], che riporta buona parte del corpo dei documenti cinquecenteschi, e all'organico testo di Gabriella Guarisco [31] sull'"altra storia", quella dei capomastri, dei progettisti, degli operai, che negli ultimi quattro secoli hanno lavorato incessantemente alla conservazione dell'edificio. Le informazioni reperite da queste fonti sono state completate da verifiche dirette d'archivio e sono state rilette alla luce delle indagini sullo stato fessurativo e deformativo attuale, con lo scopo di cercare conferme sull'esistenza o meno in passato dei dissesti rilevati e di individuare gli interventi che si sono succeduti per tentare di risolverli.

Una delle zone che ha creato più problemi e ha maggiormente preoccupato i tecnici e i fabbricieri del passato è certamente stata quella della cupola, sia per i problemi statici che per fenomeni di degrado, con il rischio tra l'altro di vedere rovinati i preziosi affreschi del Correggio. I punti che si sono rivelati nel corso dei secoli strutturalmente più deboli sono quelli in cui discontinuità geometriche hanno fatto nascere concentrazioni tensionali, come la connessione tra lanterna e cupola e gli oculi del tamburo, allargati per volere del Correggio. Inoltre il manto di copertura e il sistema di smaltimento delle acque meteoriche hanno richiesto continui interventi di manutenzione, per

sopperire all'usura, agli assestamenti e perfino ai furti di materiale. Abbiamo visto come in origine la cupola fosse estradossata, ovvero protetta da un manto di copertura applicato direttamente sull'estradosso della cupola. Questa soluzione ha dimostrato i suoi limiti contro fenomeni di degrado causati da infiltrazioni e condensa, tanto che i primi dipinti eseguiti all'intradosso si sono rovinati. Quando, nel 1523, si affidano i nuovi dipinti al già famoso Correggio, si decide pertanto di costruire una nuova struttura protettiva, formata da un tiburio in legno, progettato e realizzato dal maestro Marcantonio Zucchi, ricoperto di lastre di rame. Il muratore incaricato di realizzare le necessarie opere murarie, Iorio dell'Erba, deve anche riparare e in alcuni casi sostituire basi, colonne e capitelli del tamburo, che evidentemente si presentavano già rovinati. Problemi di schiacciamento paiono invece interessare i piloni di sostegno della cupola nel 1556, quando Marco de Grate viene pagato per aver lavorato “lapides necessarios pro refactione pilloni corrosi cubae ecclesiae versus septentriones”. Meno di quarant'anni dopo la costruzione del tiburio, due architetti, Giovanni Francesco Testi nel 1560 e Alessandro Chierici nel 1562, vengono già consultati per individuare il modo di riparare la cupola, mentre nel corso del 1562 diversi lapicidi prestano la loro opera “pro reparatione cubae dictae ecclesiae et alius eius partis versus septentrionem”, confermando che la zona più dissestata rimane sempre quella a nord della cupola. Ancora, nel 1563 il Maestro Cristoforo Scarzani viene pagato per riparare gli otto oculi del tiburio ed evitare che da essi possa entrare acqua, e nuovi inserimenti di pietre scolpite vengono fatti da Nicostrato Magnani “in reparatione cubae et etiam in angulo versus septentrionem” e dal muratore Baldassarre “reaptandi tectum apertum pro reparatione cubae”. Nonostante tutti questi interventi, solo un anno dopo la Fabbriceria chiede una nuova consulenza all'ingegner Testa per “vedere et acconciare et consultare il modo di riparare la torre et la cuba” e deve pagare diverse maestranze “pro [...] reaptationis cubae dictae ecclesiae quae in multis locis rupta erat”, “pro stagno empto et plombo in fuso vernice et aliis pro reparatione et reaptatione dictae cubae” e “pro [...] visitandi locum dictae cubae et eius iuditium in promissi dandi”. Il decennio successivo, dai documenti della Fabbriceria, sembra essere per gran parte impegnato con la riforma della scalinata e del presbiterio e solo nel 1572 si ha notizia di un nuovo intervento sulla cupola “reaptandi et laminibus plomberis restaurandi partem cubae ad aquis diruptam”. Il 24 febbraio 1616 Daniele Zilera fa invece una stima dei danni provocati dalla neve che, sciogliendosi, passa attraverso i fori nella copertura e va a depositarsi sull'estradosso della cupola, da dove, non avendo via d'uscita (riferisce di averne “ritrovato in quantità”) si infiltra facendo “diserdir nella pittura”. Suggerisce quindi di risistemare il manto di copertura e di inserire un ulteriore strato di lastre di piombo direttamente sopra la cupola in muratura, predisponendo anche delle grondaie che allontanino l'acqua che dovesse penetrarvi. Inoltre, propone di chiudere alcuni accessi alla cupola per ridurre le possibilità di furti del rame e del piombo della copertura. Nonostante il susseguirsi di interventi di manutenzione documentati nel decennio successivo, nel 1629 l'architetto Giovanni Battista Magnani compie ben due sopralluoghi sulla cupola trovando i problemi irrisolti e prevedendo nuove risistemazioni dell'ordi-

tura in legno, del manto di copertura in rame e della raccolta delle acque piovane, sia all'esterno che nello spazio tra copertura e calotta; qui però non ritiene necessaria la posa di una ulteriore barriera in piombo, come previsto da Zilera, ma solo di uno spesso strato di intonaco. Nel 1634 la Fabbrica stipula poi con il muratore Pellegrino Carlini un contratto di manutenzione che prevede due sopralluoghi mensili, la riparazione dei danni ordinari e la segnalazione di quelli straordinari. Nel 1639 i nuovi lavori di raspetto delle lastre di rame e piombo sono seguiti e vanificati da un incendio “che per ispegnarlo fu necessario buttarvi quantità d’acqua, e più sopravvennero le piogge, mentre era scoperta”. Dopo il nuovo restauro la situazione sembra migliorata, dato che nel 1672 un sopralluogo dei fabbricieri con il muratore Ferdinando Battioni rileva che il problema delle infiltrazioni non minaccia più gli affreschi, ma propone comunque la revisione dei canali di gronda, la sostituzione delle piastrelle rotte del colonnato del tiburio con lastre in marmo e la stuccatura di alcune pietre dei pilastri “commosse per le acque che vi piovono e scolano di continuo”. I documenti sulla manutenzione della cupola si interrompono per quasi un secolo, ma la situazione che trovano nel 1764 i periti Cristoforo Bettoli e Gherardo Bernardi non è certo migliorata: il manto di copertura sconnesso, le centine lignee guastate dall’umidità e anche gli affreschi del Correggio in cattive condizioni di conservazione. Per 10 anni, tuttavia, non v’è traccia di intervento. Solo nel 1774 l’abbassamento della lunetta di una delle arcate di sostegno e la situazione statica precaria delle murature che ne assorbono la spinta inducono la Fabbrica a intervenire. Viene demolito il rialzo delle murature esterne alla cupola in modo da restituire alla copertura una pendenza che agevoli lo scarico delle acque e della neve, si realizza una nuova copertura in legno e piombo interamente appoggiata su due catene di legno armate e la lunetta ribassata viene sostenuta dall’estradosso con un traverso di ferro. Questo è l’ultimo intervento settecentesco sulla cupola e garantisce un miglioramento della sua situazione statica per un lungo periodo. Non si hanno infatti altre notizie sullo stato di salute della cupola fino al 1863, quando il Professor Montecchini rileva che “le lastre metalliche che coprono l’armatura della cupola sono qua e là screpolate e distaccate”. Altri interventi alla cupola sono poi citati nel 1886, nel 1898 e ancora nel 1912. Nel secolo scorso, infine, si pone in opera una cerchiatura su base quadrata composta da profilati metallici attorno al tamburo ottagonale, e, per limitare il fenomeno della condensa, si copre l’estradosso della cupola con un cappotto isolante.

Altro meccanismo di danno evidente e più volte manifestatosi è quello causato dalla spinta delle volte della navata centrale. La prima notizia che informa dell’esistenza di questo meccanismo è il pagamento con cui il 4 luglio 1558 il Maestro Geminiano Martinelli viene compensato “pro eius mercede colligandi et reaprandi unam clavem sive catenam ferream fornicis navis Magnae dictae ecclesiae que erat rupta”. La rottura della catena prova che il meccanismo non solo esisteva, com’è normale per un sistema voltato, ma era anche in evoluzione, per l’insufficiente sostegno fornito dai contrafforti che ha portato una sollecitazione eccessiva per i tiranti in ferro. Anche i restauri alle dieci colonne della chiesa effettuate dal lapicida Antenore Magnani nel 1575 fanno pen-

sare a concentrazioni anomale di tensioni, probabilmente per l'eccentricità del carico alla base. I dissesti maggiori, però, sono segnalati nel Settecento, quando numerose perizie denunciano la situazione critica delle volte della navata centrale, a partire dal 1741 quando si è “scoperto da alcuni mesi a questa parte minacciare pericolosa rovina la insigne basilica di questa nostra Cattedrale in tutto il volto di mezzo e nelle muraglie, che lo sostengono”. Nel 1749 i periti Carlo Cristoforo Poma e Maurizio Lattici osservano che gli archi e le crociere della navata centrale sono “già da gran tempo fuori del suo primo stato, essendosi dilatate le mura e conseguentemente usciti fuori dalla sua prima circonferenza li archi”. La deformazione che vediamo oggi era quindi certamente già molto sviluppata a questa data e vengono fornite anche alcune indicazioni sulle possibili cause: vista la situazione precaria i periti osservano infatti che non fu una scelta “considerata quella di levare li muri chiamati speroni, che trovansi nella parte australe, nel levare i quali non solo fu tolto l'equilibrio, ma ancora levata la forza cospirante al mantenimento delli incontri di volti e archi della navata di mezzo”. Sebbene nelle ultime riparazioni del tetto siano stati ristabiliti alcuni speroni, i periti non credono che la situazione statica ne abbia giovato. Quindi è chiaro che il lato meridionale presentava a quel tempo preoccupanti valori di fuori piombo per essere rimasto per molto tempo (anche se non si sa esattamente quanto) senza contrafforti. Viene inoltre sottolineata dai periti una seconda causa scatenante: “le catene del tetto armato di nuovo premono ancora, e sono puntellate sopra li volti, e sono in modo costrutte che benissimo si vanno dilatando, e spingono le mura”. Come mostrato in precedenza, infatti, le capriate avevano una forma particolare, con la catena composta da due travi inclinate e connesse in sommità a un monaco, perché potessero passare sopra al colmo delle volte, che era più elevato dell'imposta delle capriate. Per risolvere questa situazione sarebbe necessario rialzare le mura di circa 10 once (45 cm) e sostituire le catene “con tale intessitura che tutto il peso del tetto cadesse sopra le mura senza punto darli alcuna spinta; ma anzi servirli di concatenazione”. Questo consiglio però non viene colto, per la cronica mancanza di fondi, e ancora nel 1771 il capomastro Carlo Bettoli denuncia che l'armamento ligneo sopra alla navata centrale è “fuori dalli insegnamenti del Vitruvio” e molte catene poggiano sull'estradosso delle volte “sol sostenute da ferree chiavi”. La dettagliata perizia redatta il 5 maggio 1774 dal capomastro Angelo Rasori permette addirittura un confronto quantitativo con la situazione attuale: si legge infatti che il “volto resta sostenuto da un muro quale strapiomba da circa oncie nove” (circa 40 cm); anche se la misura è approssimativa, per i metodi con cui è stata valutata, il valore è molto prossimo a quello che si misura oggi; questo dimostra che il cedimento maggiore è avvenuto prima del 1774, nel periodo in cui erano stati tolti i contrafforti meridionali, mentre il loro reinserimento e l'intervento successivo del 1775, col quale finalmente si sopraelevano le murature e si modificano le capriate di copertura hanno giovato alla statica delle volte, contrariamente a quanto ritenuto dai periti Poma e Lattici, tanto da evitare un ulteriore sensibile incremento delle deformazioni.

Il meccanismo di rotazione e distacco della facciata è invece dapprima testimoniato dagli interventi sul protiro. Le gravi condizioni in questo cui versava, con colonne

fuori piombo e marmi lesionati, descritte nel 1770 da Carlo Bettoli, non sono certo imputabili al solo peso proprio dell'esile struttura, ma sono conseguenza del dissesto della facciata, al cui ribaltamento il vestibolo offre solo una modesta resistenza. Quasi un secolo dopo, il Professor Montecchini [32] rileva che il meccanismo è in evoluzione: "la facciata strapiomba continuamente, siccome si scorge dalle fenditure, che chiuse di recente sonosi nuovamente aperte" e suggerisce di "collegarla ai fianchi mediante quattro catene di ferro da collegarsi trasversalmente sulle volte delle navate laterali". Altri interventi sulla facciata sopra alla porta maggiore, che potrebbero essere collegati al meccanismo di "spanciamento" sono documentati nel 1684 e nel 1886: la situazione è quindi in costante evoluzione, anche perché gli interventi eseguiti sono volti più a riparare gli effetti che a eliminare le cause del degrado.

5.2 Il "monitoraggio storico": evoluzione dei fenomeni di dissesto nel passato

Oltre alle notizie reperibili direttamente nei documenti dell'epoca, la storia fornisce altre informazioni interessanti attraverso i segni che lascia sui materiali di cui è composto l'edificio. Un monumento storico come il Duomo di Parma, infatti, è sempre il frutto di modifiche, aggiunte e restauri, che lo portano ad essere composto da parti costruite in epoche molto diverse, ognuna delle quali porta segni diversi. Individuando quindi, per una zona o un meccanismo particolare, alcuni elementi, strutturali o decorativi, realizzati in periodi diversi e misurando le diverse deformazioni acquisite, si può ricostruire un andamento dei dissesti nel corso del tempo.

A questa operazione, che può definirsi "monitoraggio storico", si presta particolarmente la zona ovest della cripta compresa tra i due piloni di sostegno della cupola, sia per i numerosi dissesti chiaramente visibili, che per il susseguirsi di modifiche subite dalla costruzione ad oggi. Si è infatti visto come, inizialmente, si scendesse nella cripta dalla navata centrale e solo nel 1566 Girolamo Mazzola costruì l'attuale scalone del presbiterio spostando l'accesso alla cripta nelle navate laterali. Per sostenere l'elevato peso della scalinata in marmo vennero realizzate tre volte a botte salienti e la zona sottostante la scalinata venne chiusa da una parete, forata da due porte sovrastate da due finestrelle ovali. Questa zona è oggi molto deformata a causa del descritto meccanismo di cedimento dei piloni sotto il peso della cupola e tutti gli elementi adiacenti, costruiti in periodi diversi, ne mostrano le conseguenze. Misurandone allora le diverse deformazioni, si può ricostruire la storia deformativa del setto in esame. Si possono infatti ottenere tre punti di un grafico che vede in ascissa il tempo e in ordinata il cedimento differenziale tra pilone e colonna adiacente: il primo punto, corrispondente all'epoca di costruzione iniziale della cripta, alla fine del XI secolo, avrà deformazione nulla, perché l'arco esistente tra i due elementi di riferimento è presumibilmente stato realizzato con imposte sullo stesso livello; il secondo punto, rappresentando la defor-

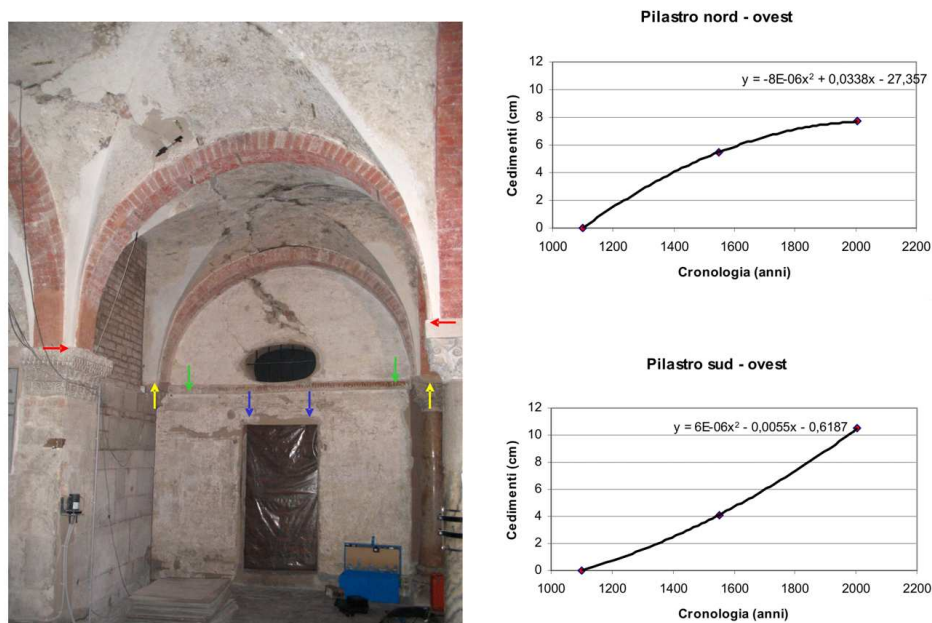


Figura 5.1: Il "monitoraggio storico" del cedimento differenziale tra i piloni di sostegno della cupola e le colonne della cripta.

mazione che era presente nel 1566 quando fu realizzata la parete di tamponamento, sarà caratterizzato da una deformazione pari alla differenza tra la deformazione attuale tra le imposte e quella misurabile sulla parete cinquecentesca, su elementi come cornici e architravi, che dovevano essere orizzontali all'epoca della costruzione; infine il terzo punto, alla situazione attuale, vedrà in ordinata l'intero cedimento misurabile oggi tra le imposte dell'arco. La stessa operazione è stata ripetuta per entrambi i piloni ovest della cupola.

Si vede allora (Figura 5.1) come le due zone paiano aver avuto comportamenti diversi tra loro nel corso dei secoli. Sembra infatti che la zona nord abbia avuto una velocità di cedimento maggiore nella prima parte di vita della chiesa arrivando ai 5,5 cm nel '500, per poi rallentare e attestarsi sui 7,7 cm circa. Un andamento inverso invece sembra contraddistinguere la zona sud. Da questa parte infatti il cedimento iniziale sembra essere contenuto (circa 4 cm in 450 anni) per aumentare poi la sua velocità ed arrivare agli odierni 10,5 cm. I due grafici, in ogni caso, denunciano chiaramente come il fenomeno del cedimento dei piloni sia ancora in costante aumento, con incrementi dell'ordine di 1 cm al secolo. Le recenti fratture nelle colonne sul lato meridionale della cripta possono essere probabilmente collegate a questa maggiore velocità di deformazione su questo lato.

5.3 Il monitoraggio strumentale moderno

Il monitoraggio strumentale moderno ha il difficile compito di caratterizzare in un tempo ingegneristicamente ragionevole processi di danneggiamento che si manifestano con tempi lunghi, almeno in termini di velocità della loro evoluzione. Questi processi infatti sono molto lenti e possono essere mascherati o confusi con fenomeni a breve termine prodotti da cause contingenti, solitamente di entità maggiore. Per individuare i processi incrementali a lungo termine il monitoraggio deve essere in grado di distinguere le componenti cicliche o comunque reversibili dei parametri misurati e le componenti cumulative e irreversibili.

Essendo la principale periodicità dei parametri legata a variazioni stagionali, è evidente che un monitoraggio che si protragga per meno di un anno non può fornire informazioni utili allo scopo prefissato, perché risulterebbe estremamente difficile separare le due componenti, reversibili e irreversibili, dato che le prime sono, in genere, molto maggiori delle seconde. Inoltre, poiché un singolo anno potrebbe essere caratterizzato da anomalie meteorologiche, maggiore sarà il numero di anni che si prenderanno in considerazione e maggiore sarà la rappresentatività statistica del campione rispetto alla media locale della grandezza che si vuole calcolare, ovvero la velocità attuale di deformazione.

Ulteriori informazioni si possono ottenere affiancando al sistema di monitoraggio strutturale un sistema di monitoraggio ambientale, che misuri le azioni esterne, come temperatura esterna e vento, che possono influenzare la risposta statica dell'edificio, e la temperatura all'interno delle murature.

5.3.1 Descrizione della strumentazione

Il sistema di monitoraggio automatico in funzione nel Duomo di Parma è stato installato nel 1992 dalla ditta Labortech. Esso è costituito da 97 sensori che trasmettono i dati a una centralina di acquisizione, posta nel matroneo nord, nell'ultima campata verso il transetto (Figura 5.2). La posizione è stata scelta perché fosse il più possibile baricentrica tra tutti gli strumenti e quindi per limitare la lunghezza dei cavi di trasmissione.

Il sistema installato nella chiesa comprende 40 misuratori di giunto monoassiali (fessurimetri), 5 inclinometri (di cui 2 biassiali e 3 monoassiali), 15 misuratori di livello elettronici a vasi comunicanti (livellometri), e 30 barrette estensimetriche, oltre a 7 termosonde in diverse zone del Duomo (capriate, matroneo e cupola). Le principali caratteristiche tecniche sono illustrate in Tabella 5.1. I dati vengono registrati automaticamente ogni sei ore su un supporto magnetico e periodicamente scaricati manualmente e analizzati.

L'ubicazione degli strumenti è stata scelta in modo da monitorare al meglio l'evoluzione dei vari meccanismi di collasso identificati ad una prima analisi (Figure 5.2, 5.3, 5.4, 5.5). I fessurimetri sono stati quindi posti per la maggior parte sulla chiave

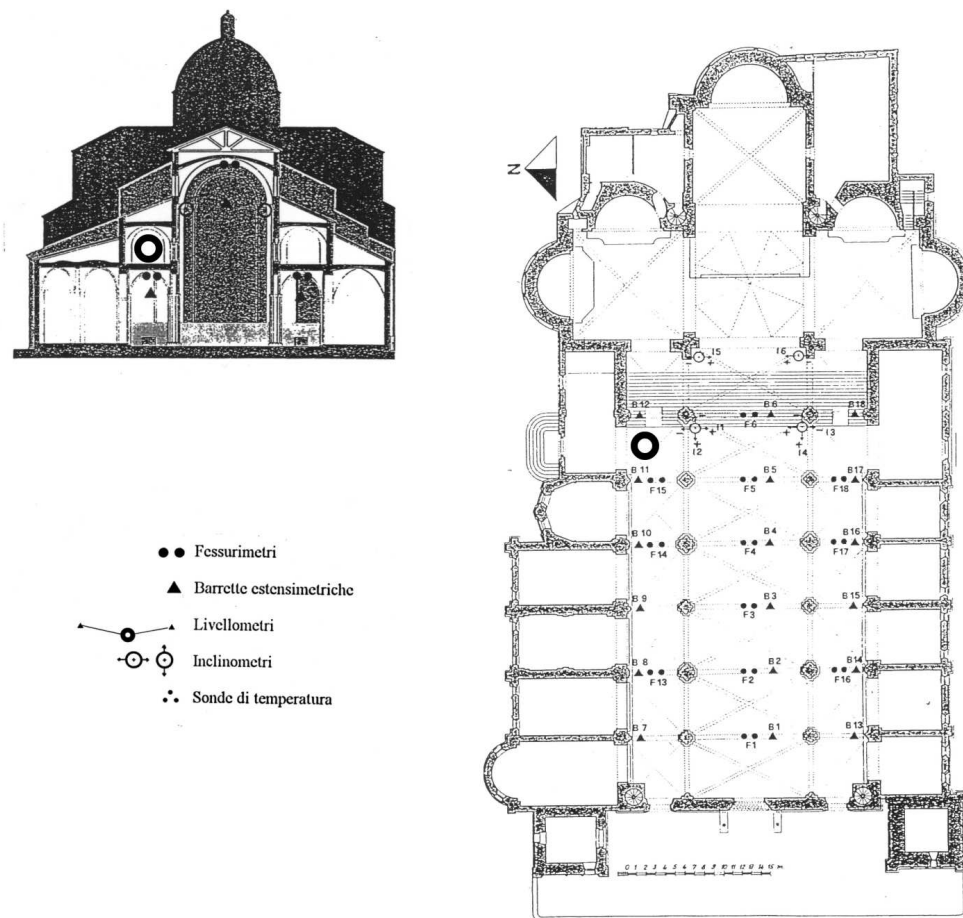


Figura 5.2: La posizione degli strumenti. Il cerchio indica la posizione della centralina di acquisizione.

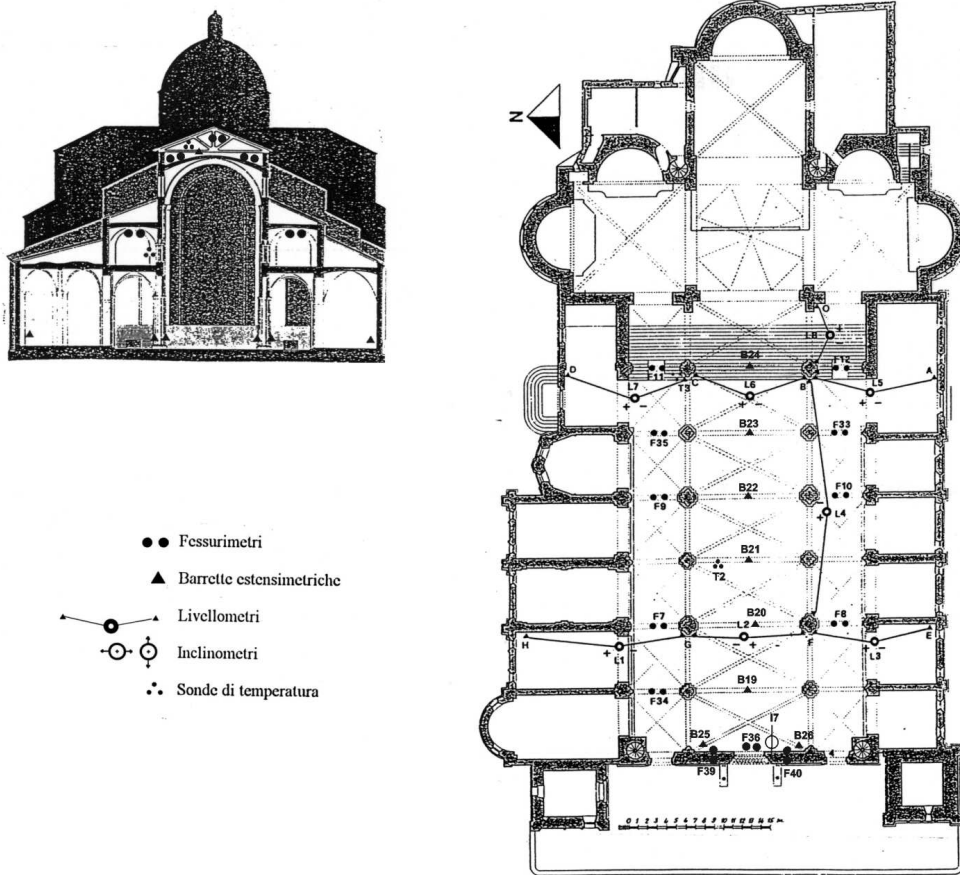


Figura 5.3: La posizione degli strumenti nei matronei e nel sottotetto.

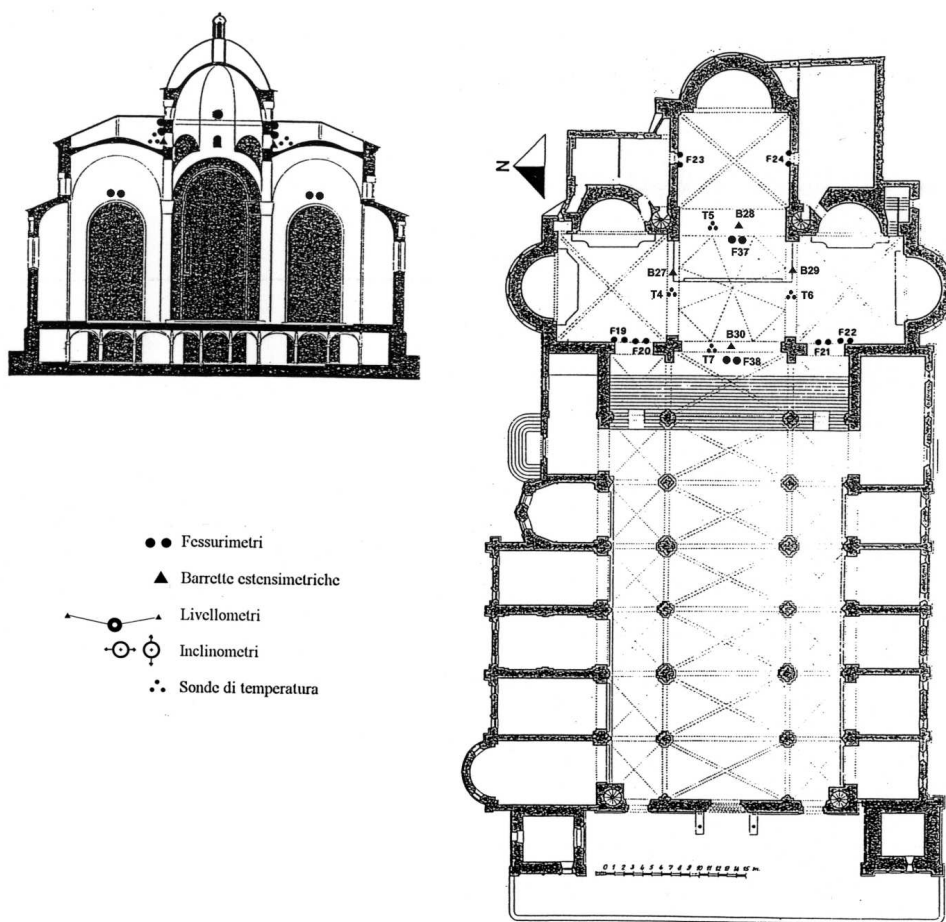


Figura 5.4: La posizione degli strumenti nella zona del corpo orientale.

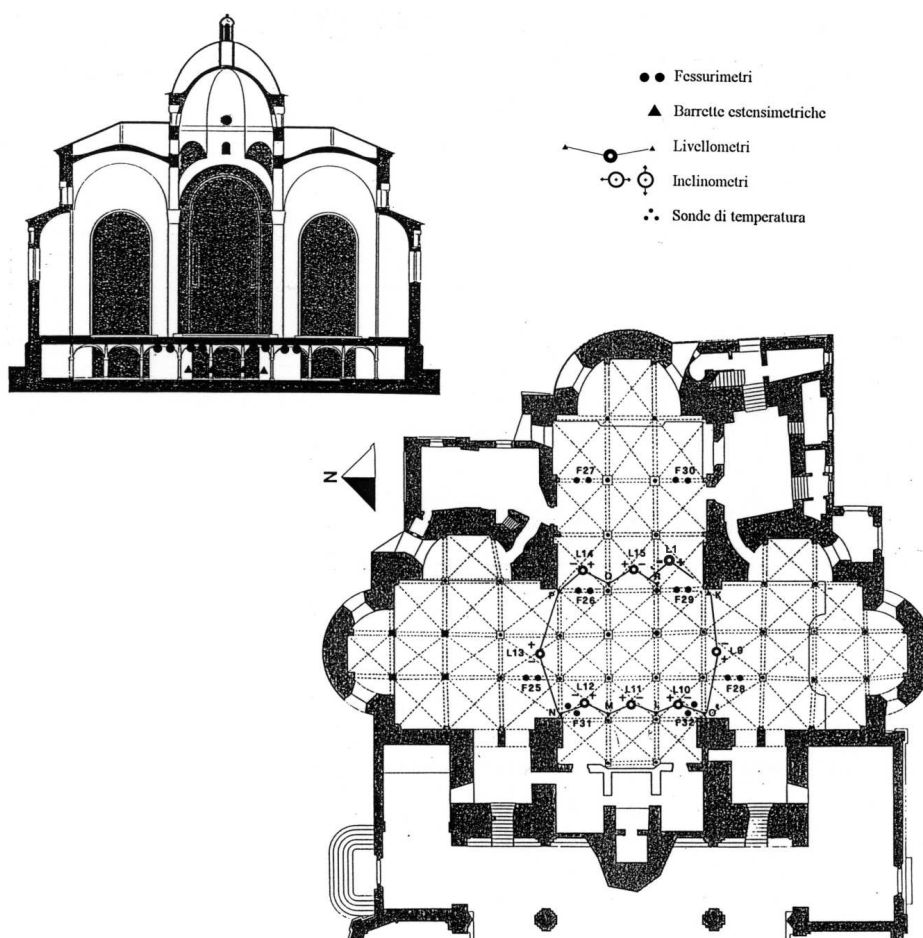


Figura 5.5: La posizione degli strumenti in cripta.

	Fondo scala	Uscita segnale	Risoluzione della misura
Fessurimetri	± 10 mm	100 mV/mm	0.01 mm
Inclinometri	\pm gradi sessagesimali	87.25 mV/grado	41.26"
Livellometri	± 20 cm	8mV/mm	0.125 mm
Estensimetri	± 400 μ m	0.2 mV/ μ m	1.9531 μ m
Termometri	± 50 °C	16 mV/°C	0.0625 °C

Tabella 5.1: Le caratteristiche principali degli strumenti del monitoraggio.

degli archi, alcuni sulle lesioni di distacco della facciata e su quelle inclinate causate da cedimenti differenziali. Gli inclinometri sono collocati sulla sommità dei piloni di sostegno della cupola e di alcuni pilastri della navata centrale, oltre che in facciata per misurarne la tendenza alla rotazione verso l'esterno. I livellometri sono distribuiti lungo due linee di livellazione trasversali alla navata centrale (una verso la facciata e una vicino alla scalinata), lungo una linea longitudinale tra facciata e piloni e, in cripta, lungo un percorso chiuso che collega i quattro piloni della cupola, passando per quattro colonnine intermedie. Le barrette estensimetriche, infine, sono concentrate sulle catene di contenimento alla spinta degli archi e delle volte, per verificare l'eventuale incremento di tensione nei tiranti a causa dell'evoluzione del meccanismo di rottura tipico di queste strutture.

5.3.2 Problemi di elaborazione ed interpretazione dei dati

I dati grezzi, come giungono direttamente dalla centralina di acquisizione, devono essere sottoposti ad un processo di elaborazione per poter essere poi correttamente interpretati, in termini di trend di deformazione.

Innanzitutto devono essere eliminate quelle irregolarità, causate da urti accidentali o malfunzionamenti temporanei dello strumento, che potrebbero essere interpretati erroneamente come sbalzi aventi un reale significato strutturale.

Un altro problema da affrontare è la presenza di interruzioni del segnale, che disturbano il processo di elaborazione dei dati; questo problema è particolarmente importante nel caso del Duomo di Parma perché vi è un lungo periodo (più di cinque anni) durante il quale l'operazione manuale di raccolta dei dati dalla centralina di acquisizione non è stata svolta. I dati sono pertanto suddivisibili in due distinti periodi: prima e dopo questa interruzione. Poiché la continuità del dato misurato tra questi due periodi non è garantita, si è preferito analizzarli separatamente e poi confrontare i risultati, per verificare se la velocità di deformazione fosse variata.

A questo punto è necessario poter distinguere le componenti cicliche da quelle incrementali, per stimare l'effettivo trend evolutivo a lungo termine del dissesto analizzato. Per fare questo, il metodo usato più frequentemente è l'analisi nel dominio delle fre-

quenze tramite trasformata di Fourier, che permette di individuare e quantificare la componente periodica del segnale, che viene poi sottratta al dato complessivo; in questo modo si evidenzia solo la componente cumulativa, sulla quale, per interpolazione lineare, si calcola l'andamento a lungo termine [47; 48].

Nel caso del Duomo di Parma, però, il primo periodo di misura, precedente la lunga interruzione, copre un arco temporale piuttosto limitato (meno di due anni), il che rende la trasformata di Fourier meno precisa nell'individuare il periodo di oscillazione, perché la larghezza relativa del picco di frequenza nella trasformata di Fourier è inversamente proporzionale al numero di periodi analizzati. Inoltre è stato verificato che il risultato è molto influenzato dalla scelta del valore di cutoff che si sceglie nel filtrare le frequenze, specie quando al valore periodico del dato si affianchi una forte componente incrementale.

Per questo motivo si è scelto di procedere direttamente con un fitting non lineare ai minimi quadrati, mediante algoritmo di tipo "trust-region", di una curva caratterizzata dalla formula parametrica:

$$y = a \cdot \sin(b \cdot t + c) + d \cdot t + e \quad (5.1)$$

ovvero la somma di un termine lineare, che rappresenta la componente cumulativa, e di una sinusoide generica, che rappresenta la componente ciclica.

I parametri che si ricavano in questo modo hanno un significato fisico direttamente interpretabile: a indica l'ampiezza della sinusoide, ovvero delle variazioni cicliche reversibili che lo strumento misura mediamente in un anno; b , essendo t espresso in anni, indica la pulsazione; d infine è l'incremento irreversibile medio annuo del dissesto misurato. Essendo il valore di b noto a priori con buona approssimazione, si può procedere con una ottimizzazione vincolata, imponendo per questo parametro il valore di primo tentativo pari a 2π e i limiti inferiore e superiore entro un range di 1π .

La bontà del fitting, fornita visivamente dal grafico dei residui, ovvero la differenza tra i dati e la curva interpolante, può essere quantificata con diversi metodi. Uno di questi è il cosiddetto R^2 , calcolato come quadrato della correlazione tra i valori reali e i valori previsti; il valore di R^2 è compreso tra 0 e 1 ed è tanto migliore quanto più si avvicina a 1. Ad esempio un valore di 0.85 significa che l'85% dei valori rilevati è compatibile con la curva di previsione.

Parametri	Tratto a (primo periodo)	Tratto b (secondo periodo)
a	-0.05029	-0.0541
b	6.42	6.276
c	2.183	8.735
d	0.006233	0.01281
e	-0.1913	-0.1628
R^2	0.8221	0.8153

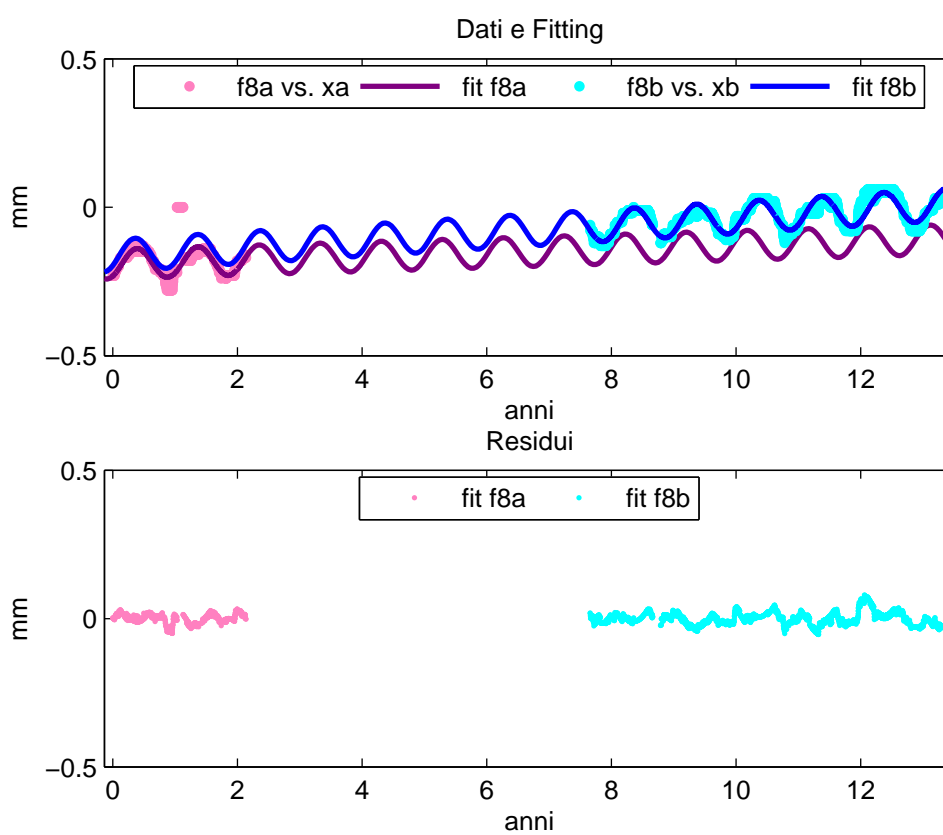


Figura 5.6: L'interpolazione dei dati di un fessurimetro: parametri di fitting, dati e residui.

5.3.3 Cedimenti e deformazioni rilevati: identificazione delle zone a rischio

Il quadro offerto dai 97 strumenti presenti nella chiesa, considerate anche le descritte difficoltà di lettura di alcune risultanze a tempi lunghi, è sicuramente molto complesso e articolato, ma si possono evidenziare comportamenti specifici in funzione delle varie zone dove gli strumenti sono posti e quindi del meccanismo di danno a cui sono connessi. Le tabelle riassumono sinteticamente i risultati ottenuti per ogni strumento. I dati dell'intero periodo in esame sono riportati in Appendice A, riscaldati in maniera uniforme tra tutti gli strumenti dello stesso tipo, per avere anche visivamente la sensazione dei diversi spostamenti in gioco. Per i fessurimetri si riporta anche una pianta con le indicazioni dei trend annuali di ogni strumento (Figure 5.7 e 5.8) Si deve sottolineare come i livellometri siano gli strumenti più sensibili a disturbi esterni, poiché sono posti al livello del pavimento in una zona aperta al pubblico e sono suscettibili a perdite di liquido; di conseguenza forniscono dati meno regolari ed è stato più volte necessario ripristinare il livello di liquido, il che ha portato a sbalzi nei diagrammi rilevati. Per quanto riguarda invece le barrette estensimetriche e gli inclinometri, non è stato possibile sostituire quelli che nel tempo sono andati fuori servizio, poiché la loro collocazione (per la maggior parte su catene, archi o in sommità di pilastri a grande altezza) ne rende impossibile l'accesso in mancanza di specifiche impalcature.

Gli strumenti posti sulla navata centrale non sembrano mostrare complessivamente fenomeni patologici di rilievo. Le aperture delle fessure sulle volte della navata centrale seguono infatti solo debolissime variazioni stagionali, con incrementi irreversibili molto modesti, inferiori alla precisione dello strumento (un centesimo di millimetro) all'anno; probabilmente ciò è dovuto agli effetti del pesante intervento di consolidamento di fine anni '80. Anche nelle catene non sono rilevabili variazioni di tensioni significative; a tale proposito però, va notato l'elevato numero di barrette estensimetriche che nel tempo sono andate fuori servizio. Sarebbe pertanto opportuno completare il quadro conoscitivo mediante il rilievo con metodi dinamici dello stato tensionale in cui si trovano attualmente le catene.

Se nella navata centrale non si rilevano variazioni permanenti significative, per il sostanziale "congelamento" dei movimenti causato dal consolidamento, ciò non toglie che le strutture adiacenti, ovvero le navate laterali e soprattutto i matronei, continuano a deformarsi, con maggiore sensibilità alle variazioni stagionali e con incrementi permanenti delle aperture delle fessure; tali incrementi si mantengono comunque entro limiti modesti, di poco superiori alla precisione dello strumento, cioè $10 \mu\text{m}$. I fessurimetri posti in chiave agli archi del matroneo sinistro mostrano infatti una spiccata ciclicità stagionale, con aperture di fessure tipicamente maggiori in inverno rispetto all'estate, con variazioni a lungo termine che sono significative solo per i due strumenti posti più vicini alla facciata (F7 e F34 rispettivamente 30 e $15 \mu\text{m}/\text{anno}$), che evidentemente sono posti su fessure connesse al meccanismo di distacco della facciata dal corpo longitudinale. I fessurimetri posti in chiave agli archi del matroneo destro mostrano la

Strumento	Variazione stagionale [mm]	Trend medio [mm/anno]
F1	0.03	0
F2	0.06	0
F3	0.05	0
F4	0.03	0
F5	0.03	0
F6	0.03	0
F7	0.3	+0.030
F8	0.13	+0.013
F9	0	0
F10	0.09	+0.008
F11	0.12	0
F12	0.06	0
F13	0.05	0
F14	0.03	0
F15	0	0
F16	0.10	+0.020
F17	0	0
F18	0.10	0
F19	0.20	—
F20	0.17	+0.010
F21	0.04	0
F22	0.11	0
F23	0.15	+0.030
F24	0.20	+0.030
F25	0.25	+0.008
F26	0.07	+0.020
F27	0.15	+0.015
F28	0.25	0
F29	0.25	+0.035
F30	0.15	+0.010
F31	0.7	+0.070
F32	0.4	+0.040
F33	0	0
F34	0.15	+0.015
F35	0.05	0
F36	0.3	+0.040
F37	0.16	0
F38	0.30	0
F39	0.3	+0.008
F40	0	+0.030

Strumento	Variazione stagionale [deg]	Trend medio [deg/anno]
I1	0.4	+0.01
I2	0.3	0
I3	0.3	0
I4	0.3	0
I5	0.25	0
I6	0.25	+0.005
I7	0.7	0

Strumento	Variazione stagionale [mm]	Trend medio [mm/anno]
L1	1.5	0
L2	—	—
L3	5	1
L4	—	(+)
L5	—	(-)
L6	—	—
L7	3	1.7
L8	2.5	3.1
L9	—	3.0
L10	1	-1.5
L11	2	-2.5
L12	—	—
L13	2.5	-2.8
L14	1.5	-2.9
L15	0	-5.0

Strumento	Variazione stagionale [mm]	Trend medio [mm/anno]
B1	600	0
B2	150	0
B3	10	0
B4	—	0
B5	150	+10
B6	150	+5
B7	—	—
B8	—	—
B9	—	—
B10	10	0
B11	50	—
B12	20	0
B13	20	+10
B14	—	0
B15	—	—
B16	—	0
B17	—	0
B18	—	—
B19	—	—
B20	—	0
B21	—	0
B22	—	0
B23	30	0
B24	30	0
B25	15	0
B26	20	0
B27	30	—
B28	—	0
B29	—	—
B30	—	—

classica ciclicità stagionale, più o meno marcata a seconda degli strumenti, con variazioni a lungo termine che, come per il matroneo sinistro, sono non nulle solo per i due strumenti posti più vicini alla facciata (F8 e F10, circa $10 \mu\text{m}/\text{anno}$). I fessurimetri in chiave agli archi della navata sinistra non evidenziano trend di apertura di fessura. L'unico fessurimetro, tra quelli posti in chiave agli archi della navata destra, che denota movimenti di rilievo è il numero 16. Dei tre, questo è il più vicino alla facciata, pertanto il risultato è in accordo coi dati rilevati dai fessurimetri posti nei matronei.

Un più sensibile peggioramento si ha invece nella lesione in asse sulla facciata, che, oltre ad essere naturalmente più sensibile alle variazioni termiche, per la diretta insolazione cui è soggetta larga parte della muratura, evidenzia una tendenza al distacco e allo "spanciamento" non del tutto eliminata dai tiranti diagonali e dal cordolo in sommità. I fessurimetri della facciata mostrano, nel complesso, che le fessure in mezzzeria della facciata tendono ad aprirsi in media anche di $0.04 \text{ mm}/\text{anno}$. A questo si aggiungono anche i trend di apertura delle lesioni nelle navate laterali e nei matronei in prossimità della facciata.

Prendendo in considerazione i livellometri, si deve premettere che il funzionamento di questi strumenti è fortemente influenzato da fenomeni estranei alla statica, quali variazioni di quantità del liquido e urti accidentali. I dati sono inoltre di difficile lettura anche a causa delle numerose interruzioni per manutenzione. L'affidabilità dei risultati dovrebbe pertanto essere confermata da misure effettuate per altra via, come la livellazione topografica di precisione.

Per quanto riguarda i livellometri presenti nel corpo longitudinale della chiesa, i meccanismi principali evidenziati sembrerebbero il cedimento della zona della cupola rispetto alla navata longitudinale e il cedimento della zona sotto i pilastri della navata centrale rispetto alle cappelle laterali. In particolare, il primo allineamento trasversale mostra, pur con le incertezze indicate, maggiori cedimenti nella parte centrale della chiesa, sotto i pilastri, rispetto alle zone in corrispondenza dei muri perimetrali. Complessivamente i livellometri del secondo allineamento trasversale mostrano, almeno a livello qualitativo, un comportamento simile a quello del primo allineamento, con maggiori cedimenti sotto i piloni rispetto alle zone perimetrali. Il livellometro che misura i cedimenti longitudinali lungo l'asse della chiesa, pur nella scarsa chiarezza quantitativa dei dati a disposizione, denota una evidente tendenza qualitativa all'abbassamento della zona verso la cupola rispetto alla zona verso la facciata.

Procedendo nell'analisi verso il transetto, si osserva che i fessurimetri posti sopra agli archi che affacciano sulle navate laterali appaiono sostanzialmente stabili; l'unica fessura che mostra una lieve evoluzione ($10 \mu\text{m}/\text{anno}$) è quella monitorata dallo strumento F20, sull'arco a nord, collegata al cedimento del pilone di nord-ovest della cupola.

In fase di maggiore apertura sono invece le fessure poste sopra le due porte aperte nel XVI secolo nei muri longitudinali del coro per accedere alle sacrestie. I due fessurimetri posti a cavallo di queste fessure, tra loro simmetriche, evidenziano una netta tendenza verso l'apertura della fessura, analoga nei due strumenti, meccanismo

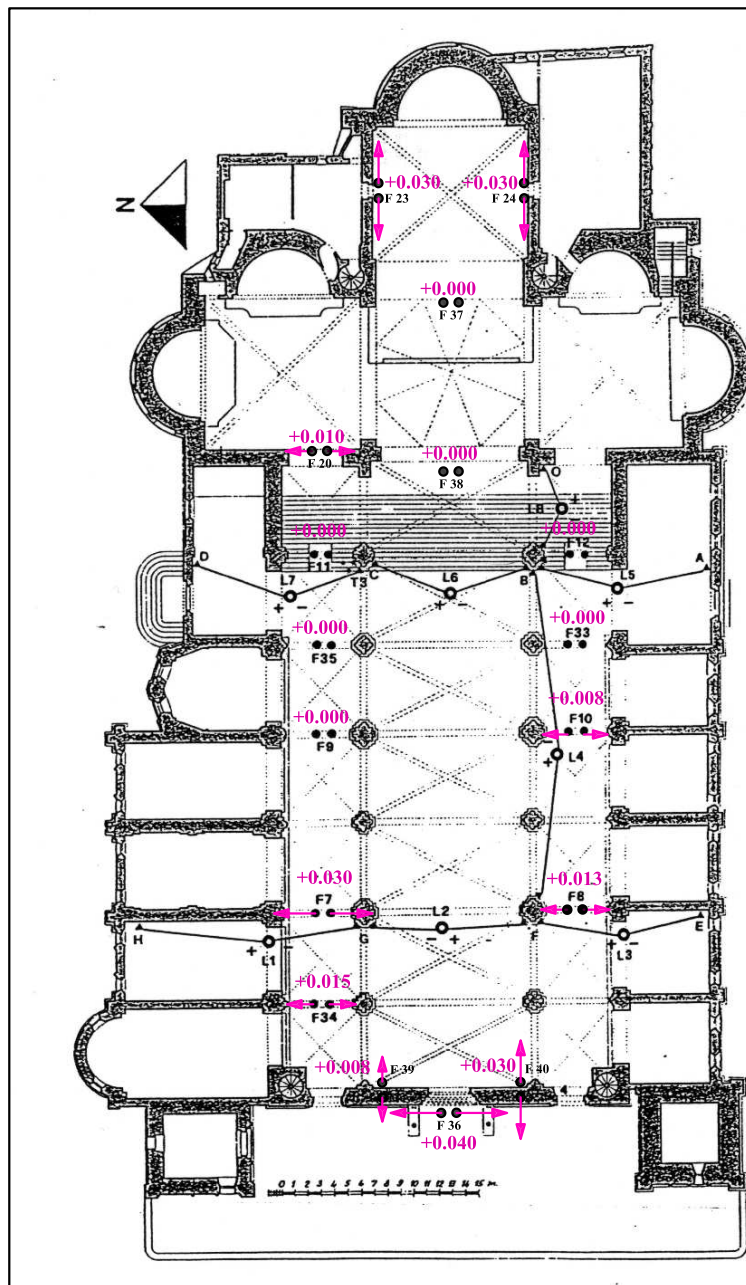


Figura 5.7: Rappresentazione grafica dei dati dei fessurimetri: chiesa.

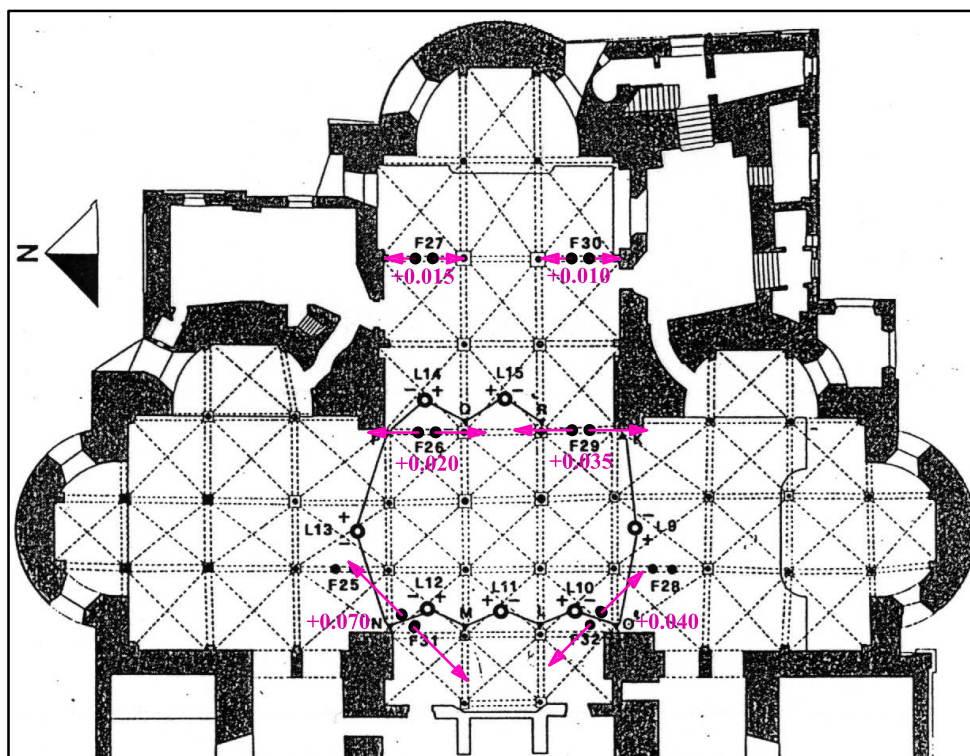


Figura 5.8: Rappresentazione grafica dei dati dei fessurimetri: cripta.

anch'esso connesso con i cedimenti dei piloni della cupola.

Gli strumenti posti sulla cupola non mostrano invece segni di evoluzione nel tempo dei dissesti, pur evidenti. Le lesioni alla base della cupola presentano elevate variazioni cicliche stagionali ma nessuna tendenza all'apertura di fessura a tempi lunghi. Ciò dimostra l'efficacia della cerchiatura della cupola, nonostante l'anomala forma quadrata che contiene il tiburio solo su quattro dei suoi otto lati.

Sia per quanto riguarda i pilastri della navata centrale che per i sostegni della cupola, gli inclinometri mostrano rotazioni molto limitate ove non del tutto assenti. La tipologia di strumenti installati, però, è ormai obsoleta e poco sensibile.

Anche una semplice indagine visiva della cripta, rivela chiaramente come in questa parte della Cattedrale siano presenti segni di movimenti sensibili. Le lesioni sono state però cancellate dai recenti restauri. Il “monitoraggio storico” ha evidenziato che già in passato si sono manifestati cedimenti differenziati ed è evidente che attualmente i fenomeni sono ancora in rapida evoluzione, visti gli ulteriori dissesti degli ultimi anni e le recenti fratture, con distacco di materiale soprattutto nei marmi di colonne e capitelli. La presenza di movimenti consistenti è confermata dai dati del sistema di monitoraggio, anche se, a livello quantitativo, permangono alcune incertezze per le discontinuità e le alterazioni che si sono manifestate nei dati rilevati dai livellometri. In particolare, anche se dai rilievi del sistema di monitoraggio non è possibile ricavare l'entità dei cedimenti assoluti, ma solo di quelli relativi tra i punti di misura, emerge con evidenza la presenza di consistenti cedimenti verticali differenziati sotto i quattro piloni e la presenza di notevoli incrementi nelle lesioni. Le basi dei quattro piloni mostrano cedimenti verticali superiori a quelli delle basi delle colonnine della cripta; in pratica l'abbassamento dei quattro piloni produce una sorta di “rigonfiamento” relativo delle zone interne della cripta, con rotazioni simmetriche delle colonne e dei capitelli (Figura 4.10). Inoltre l'abbassamento della parte nord-est risulta maggiore rispetto alla parte sud-ovest. Tale movimento sarebbe concorde con la conformazione del terreno circostante il Duomo, che è più elevato a sud-ovest rispetto a nord-est. Complessivamente i livellometri della cripta mostrano un cedimento maggiore verso il pilone nord-est, con una differenza dell'ordine di circa 7 mm/anno rispetto al pilone sud-ovest. L'entità dei cedimenti differenziali fornita dai livellometri sembra poco attendibile, per cui è stato necessario effettuare controlli incrociati con altri metodi di misura, ma qualitativamente la variazione stagionale e il cedimento complessivamente maggiore a sud-ovest appaiono fisicamente fondati.

Anche il quadro fessurativo e dei dissesti della cripta conferma infatti i fenomeni descritti. I fessurimetri mostrano incrementi rilevanti delle lesioni in prossimità dei piloni e ormai alcuni capitelli, ruotati rispetto alle colonne, poggiano solo su zone limitate, con conseguenti concentrazioni di tensione, che anche in tempi recenti hanno prodotto fratture nei marmi ed espulsioni di materiale. I fessurimetri posti in cripta mostrano una tendenza all'apertura delle fessure tanto maggiore quanto più ci si avvicina ai piloni che sorreggono la cupola, fino a raggiungere velocità anche considerevoli (0.07mm/anno).

5.3.4 La verifica dei dati del monitoraggio automatico dei cedimenti differenziali mediante livellazione topografica di precisione

I livellometri a vasi comunicanti installati nel Duomo di Parma hanno una risoluzione di 0.125 mm, che si è rivelata inadatta al problema in esame, soprattutto per quanto riguarda la cripta. Qui infatti gli strumenti sono stati posti in opera su elementi distanti pochi metri, tra i quali ci si aspettano cedimenti differenziali estremamente bassi. Il “monitoraggio storico” ha mostrato che il cedimento differenziale massimo rilevato tra il pilone sud-ovest della cupola e la colonnina immediatamente adiacente verso nord ammonta a circa 10 cm in quasi mille anni di vita della struttura. Se, in prima approssimazione, considerassimo un cedimento costante nel tempo, ci si dovrebbe attendere una variazione annua di 0.1 mm, inferiore quindi alla sensibilità dello strumento. Questa semplice considerazione avrebbe dovuto scongiurare l’installazione di questi strumenti, soprattutto su luci così limitate. Inoltre l’efficienza a lungo termine di questi strumenti si è rivelata scarsa, perché hanno richiesto più volte interventi di manutenzione e il ripristino del livello del liquido, che hanno causato ogni volta interruzioni e sbalzi nei dati rilevati.

Pertanto i dati, pur qualitativamente verosimili, non possono essere considerati attendibili dal punto di vista quantitativo. Per tale ragione, è stato attivato un controllo “incrociato”, che in futuro potrebbe diventare sostitutivo, con strumenti di livellazione ad alta precisione. Ad oggi è stato possibile effettuare solo due campagne di rilevamento, ottenendo una serie di valori differenziali sull’arco di quattro mesi.

La prima delle due campagne è stata condotta nel febbraio del 2004. Innanzitutto sono state posizionate le basi di misura. La scelta dei punti di misura è stata fatta col duplice scopo di ottenere dati confrontabili con quelli dei livellometri e di reperire ulteriori informazioni che il precedente sistema non forniva, come il cedimento dei piloni rispetto a punti distanti della cripta a nord, est e sud. Tra questi punti di misura sono poi stati definiti dei percorsi chiusi di livellazione che permettessero di minimizzare gli errori di rilevamento. I percorsi scelti sono rappresentati nello schema di Figura 5.9, suddivisi in quattro anelli.

Dopo la rettifica degli strumenti si è proceduto con la rilevazione dei dislivelli tra le stadiette. Ogni rilevamento è stato eseguito due volte, in andata e ritorno, per mediare e avere un controllo sugli errori grossolani. Le misure effettuate su ogni anello sono state controllate sommando le differenze di livello lette e verificando che il valore così ottenuto fosse più basso della tolleranza dello strumento utilizzato. I dati rilevati sono poi stati rielaborati per compensare gli errori, ottenendo i dislivelli di tutte le stadiette rispetto a quella considerata di riferimento. La seconda campagna, effettuata nel giugno del 2004 seguendo ancora la metodologia prima descritta, ha permesso quindi di confrontare questi dislivelli a distanza di circa quattro mesi.

Il quadro deformativo ottenuto è stato quindi comparato con i dati forniti nello stesso arco temporale dai livellometri automatici. Poiché i livellometri forniscono dati

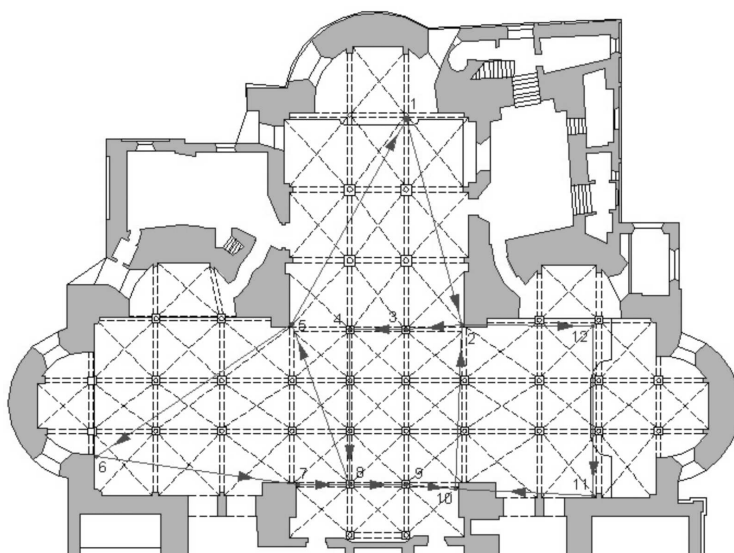


Figura 5.9: I percorsi seguiti durante la livellazione topografica di precisione.

continui, registrati ogni sei ore, si è scelto di fare due diversi confronti: uno con il valore differenziale tra i dati ottenuti negli istanti di registrazione del monitoraggio automatico più prossimi alla livellazione manuale; l'altro interpolando linearmente tutti i valori del monitoraggio compresi tra la prima e la seconda livellazione. Sulla planimetria di Figura 5.10 sono mostrati con colori differenti i risultati ottenuti con i tre procedimenti. Come si può vedere, i valori che provengono dalla livellazione manuale sono quantitativamente diversi da quelli del monitoraggio, comunque essi siano calcolati. Anche i grafici (Figura 5.11) mostrano andamenti discordanti per la maggior parte dei casi. Se si esclude lo strumento L13 e, in parte, L10, si può però notare che i restanti strumenti danno una indicazione corretta del segno del cedimento, pertanto le conclusioni qualitative tratte sulla base dei dati dei livellometri, e quindi il meccanismo di danno individuato, sono da ritenersi attendibili. Inattendibili sono invece i valori prima indicati, che non possono essere collegati a quelli della livellazione con qualche forma di proporzionalità.

Inoltre, i punti di rilevazione più esterni al quadrato di base della cupola hanno mostrato l'evidente cedimento relativo di tutta questa zona centrale rispetto alle murature perimetrali, fenomeno che non era rilevabile dal sistema automatico poiché tutti gli strumenti sono collocati attorno ai piloni della cupola.

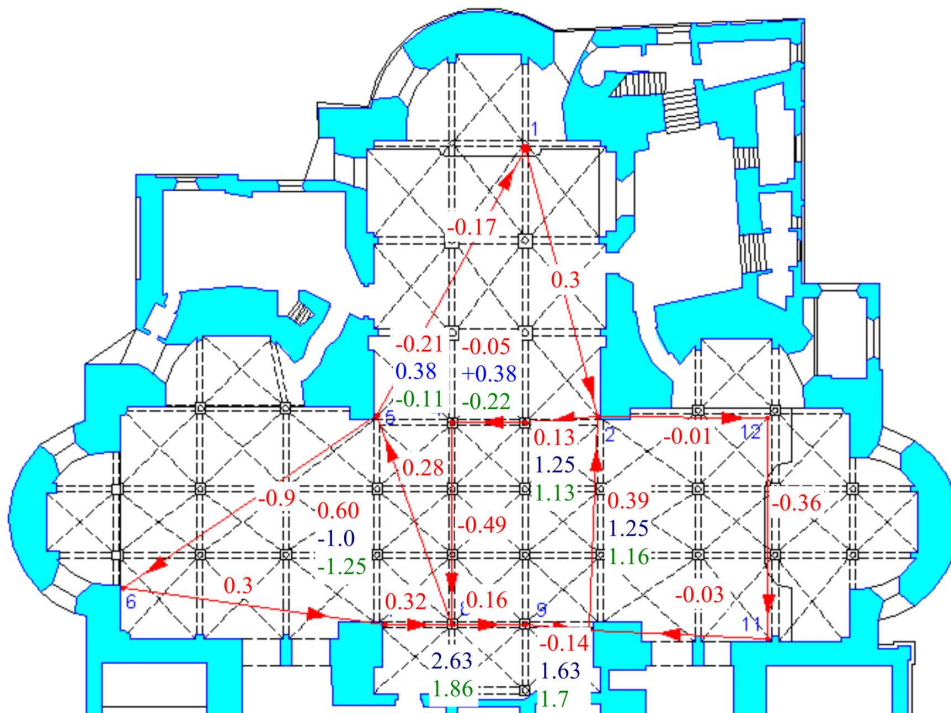


Figura 5.10: Confronto tra i valori (in mm) ottenuti mediante livellazione topografica di precisione e dati dei livellometri: in rosso livellazione topografica, in blu differenza tra dati puntuali del monitoraggio automatico e in verde dati di monitoraggio interpolati.

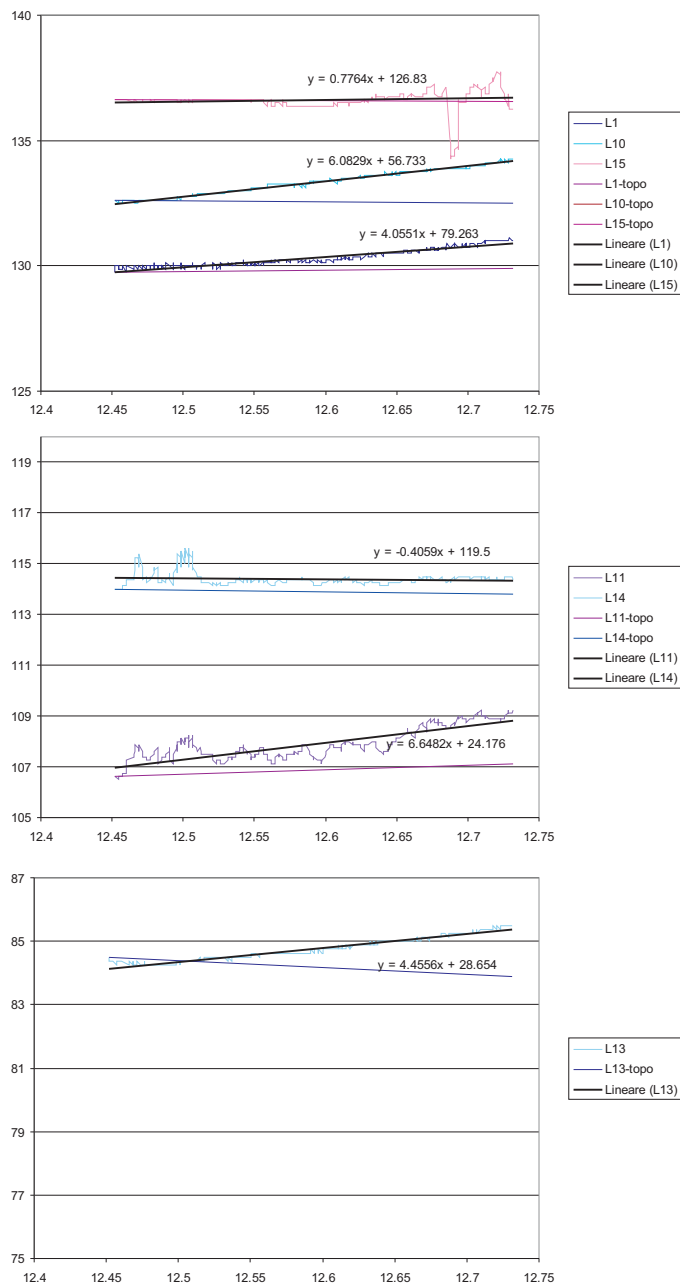


Figura 5.11: Grafici di confronto tra la livellazione topografica e i livellometri automatici.

5.4 I meccanismi attivati dal terremoto del 24 novembre 2004

In occasione dell'ultimo evento sismico che ha colpito Parma il 24 novembre 2004 (ore 23:59) la fabbrica del Duomo ha mostrato alcuni segni di sofferenza, che sono stati rilevati sia visivamente che tramite la strumentazione di monitoraggio automatico presente, che verrà meglio descritta nel prossimo capitolo. Questi segni devono essere interpretati come utili campanelli d'allarme, che permettono di individuare i meccanismi di danno più sensibili agli eventi sismici, da sottoporre ad uno studio specifico e ad un eventuale intervento, per evitare danni più gravi in caso di terremoto di maggiore intensità.

Il meccanismo che è stato maggiormente interessato dall'evento è stato, com'era logico attendersi e a conferma di quanto è stato più volte rilevato anche per il terremoto del 1117, quello di distacco della facciata: le forze sismiche orizzontali applicate su questa parete non trovano infatti adeguato bilanciamento e tendono quindi a farla ruotare verso l'esterno, a dimostrazione della scarsa efficacia delle catene diagonali. Sono stati ritrovati calcinacci sotto al primo arco tra la navata centrale e la navata meridionale e sui matronei vicino all'innesto tra murature longitudinali e facciata. La zona, però, che ha mostrato dissesti maggiori è stata la cappella Bernieri, la prima a destra, che confina con la torre campanaria, dove pezzi di intonaco di una decina di centimetri si sono staccati dai bordi di lesioni già esistenti e sono caduti al suolo (Figura 5.12). Evidentemente il diverso comportamento dinamico del campanile rispetto alla chiesa ha indotto maggiori deformazioni in questa zona rispetto al resto dell'edificio.

Un piccolo pezzo di intonaco si è anche staccato dalla chiave dell'arco tra la cupola e il coro, a dimostrazione del fatto che anche questo è un punto in cui le spinte sismiche non trovano adeguato bilanciamento.

L'analisi dei dati ottenuti dal sistema di monitoraggio automatico conferma questo quadro e aiuta a completarlo. Nella tabella 5.2 sono riportati i dati dei fessurimetri che hanno rilevato variazioni sensibili tra l'ultimo dato prima del terremoto e il primo successivo (i dati sono raccolti automaticamente ogni 6 ore), insieme alla loro posizione e al rapporto percentuale tra la variazione rilevata in occasione del terremoto e la variazione media annua. E' evidente che le informazioni ottenibili da questa fonte sono molto maggiori, oltre che precise e quantificabili, del semplice rilievo visivo. Quest'ultimo però ha potuto sottolineare la criticità della cappella Bernieri, dove non è installato alcuno strumento.

Da questi dati si nota subito che i fessurimetri posti in facciata hanno registrato le variazioni maggiori, in un caso addirittura 10 volte la variazione media annua dello strumento. Altri movimenti nella zona della facciata sono stati rilevati sui primi due archi del matroneo sinistro. L'altro punto in cui è stato riscontrato un distacco di materiale, la chiave dell'arcone tra la cupola e il coro, mostra anch'esso una variazione notevole, considerato peraltro che questa lesione non presenta un trend di apertura grazie al descritto intervento di cerchiatura della cupola. Quello che visivamente non si era notato

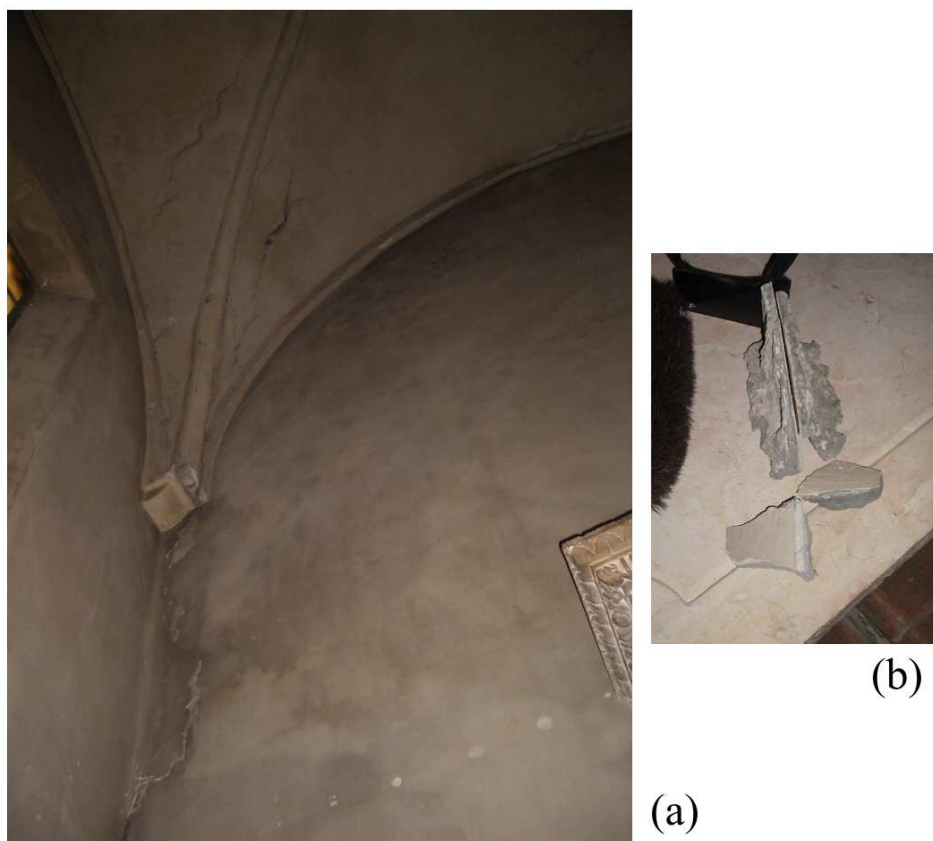


Figura 5.12: Le lesioni della prima cappella adiacente alla torre (a) da cui si sono distaccati alcuni pezzi di intonaco (b) in occasione del lieve terremoto del novembre 2004.

Strumento	Posizione	Variazione rilevata in occasione del sisma (mm)	Rapporto tra la variazione rilevata in occasione del sisma e la media annua	Rilievi visivi
F7	2° arco matroneo sx	+0.03	+100%	limitata caduta calcinacci
F9	4° arco matroneo sx	-0.02	—	nessuno
F10	4° arco matroneo dx	+0.02	+250%	nessuno
F12	6° arco matroneo dx	+0.01	—	nessuno
F14	4° arco navata laterale sx	+0.02	—	nessuno
F15	5° arco navata laterale sx	+0.025	—	nessuno
F20	arco navata laterale sx - transetto	+0.02	+200%	nessuno
F22	arco navata laterale dx - transetto	+0.02	—	nessuno
F23	parete sx coro	+0.05	+167%	nessuno
F24	parete dx coro	+0.02	+67%	nessuno
F34	1° arco matroneo sx	+0.02	+133%	limitata caduta calcinacci
F35	5° arco matroneo sx	+0.04	—	nessuno
F37	arcone cupola - coro	+0.03	—	distacco di un piccolo pezzo di intonaco
F38	arcone cupola - navata centrale	+0.02	—	nessuno
F39	mezzeria facciata esterno	+0.09	+1125%	nessuno
F40	mezzeria facciata esterno	+0.05	+167%	nessuno

Tabella 5.2: Rilevazioni in seguito al terremoto del 26 novembre 2004

era invece il fatto che anche l'arcone a questo simmetrico, verso la navata centrale, ha subito un analogo spostamento. Un'altra zona critica individuata dall'analisi di questi dati è il coro, dove le lesioni che partono dalle due aperture simmetriche sulle pareti longitudinali si sono ampliate, nei pochi istanti di sisma, approssimativamente quanto in media si ampliano in un anno. Infine, qualche modesto movimento è stato registrato anche sulle volte delle navate laterali e dei matronei, soprattutto nella zona centrale, tra la quarta e la quinta campata, che risente meno degli effetti di controventamento delle murature trasversali della facciata e del transetto.

L'insieme di tali rilievi sembra di particolare interesse in quanto conferma la sensibilità della fabbrica anche a fenomeni sismici di modesta entità.

5.5 Note riassuntive sul controllo dei movimenti in atto

A conclusione di quanto esposto, si deve rilevare come il sistema di monitoraggio attualmente installato sul duomo sia inadeguato a cogliere alcuni dei movimenti di maggior importanza della fabbrica, nonostante i suoi 97 punti di misura. Le ragioni di tale inadeguatezza sono da ricercare nella mancanza di affidabilità di alcuni strumenti, in particolare dei livellometri, e nella mancanza di controllo di alcuni sistemi fessurativi importanti.

Sarebbe necessaria una revisione completa del sistema alla luce delle recenti esperienze, ma anche, ormai, una presa di coscienza della presenza di dissesti in evoluzione che richiedono interventi di miglioramento per evitare nuovi danni in futuro.

Capitolo 6

Identificazione strutturale della cripta

Il Duomo di Parma è una struttura estremamente complessa a causa della sua notevole mole e della sua plurisecolare vita, costellata di modifiche, traumi e restauri. Per questo motivo nessuna modellazione numerica, per quanto avanzata, può ragionevolmente schematizzarne il comportamento dell'intera struttura nel suo complesso, evidenziandone problemi che possono presentarsi anche localmente. Al contrario, una volta identificato il funzionamento strutturale della fabbrica e i legami che intercorrono tra le sue varie componenti, conviene focalizzare l'analisi su singole parti strutturali, opportunamente individuate in ragione della loro criticità.

Dopo l'intervento di consolidamento sulle volte della navata centrale che ne ha sensibilmente rallentato il meccanismo di collasso, la zona della cripta rimane la più soggetta a fenomeni deformativi, peraltro dimostratisi in evoluzione piuttosto rapida. I dati forniti dal monitoraggio e quelli ottenuti dalla livellazione manuale sottolineano, seppur con valutazioni quantitativamente diverse, che il degrado è in continuo aumento. È stato mostrato come i meccanismi di danno che interessano la cripta siano tutti collegati al cedimento differenziale tra i piloni di sostegno della cupola e le restanti colonnine. Infatti, mentre i piloni stanno cedendo sotto il pesante carico del tiburio e della struttura sovrastante, le colonnine adiacenti, portando solo il carico della pavimentazione del presbiterio, presentano cedimenti molto inferiori. Questo ha generato delle coazioni che vanno a modificare il normale comportamento strutturale delle volte della cripta, tanto che gli archi più vicini ai piloni hanno da tempo perso la loro originaria circolarità. Lo stato tensionale in questi elementi quindi è completamente diverso da quello approssimato che si potrebbe dedurre da una analisi tradizionale per aree di influenza e con meccanismi di collasso basati sul solo equilibrio.

Si è quindi scelto di approfondire lo studio di questa zona modellandola numeri-

camente, per avere un quadro più chiaro della situazione statica modificata che si è venuta a creare.

La zona in questione è costituita da colonne circolari in pietra, archi in muratura di mattoni, volte a crociera e grandi piloni di sezione poligonale alquanto irregolare. Per la complessiva geometria sarebbe preferibile una modellazione tridimensionale rispetto ad una bidimensionale, più indicata per geometrie cilindriche. Tuttavia, con i calcolatori a nostra disposizione l'analisi tridimensionale richiederebbe tempi di calcolo lunghissimi ed inaccettabili se condotta in ambito non lineare. Per modellare gli effetti della non linearità geometrica e meccanica, indispensabili per rappresentare correttamente la realtà fisica legata ai cedimenti, si è quindi costretti a ricondurre il problema all'ambito bidimensionale, lavorando su una sezione significativa.

La sezione scelta è quella caratterizzata dai maggiori cedimenti rilevati in fase di monitoraggio, sia storico che strumentale, ovvero quella compresa tra i due piloni ad ovest di sostegno della cupola (Figura 6.1).

Anche per le approssimazioni introdotte, questa modellazione numerica deve essere vista come una verifica delle ipotesi fatte sul comportamento della struttura e dei materiali che la compongono, verifica che sarà soddisfatta solo se i risultati si dimostreranno conformi con le evidenze sperimentali visibili sulla fabbrica, frutto di un esperimento in scala reale [49]. Maggiori saranno le affinità tra i risultati dell'analisi e la realtà fisica osservata e migliori saranno le previsioni che si potranno ottenere dal modello.

6.1 Note sui modelli numerici per l'identificazione strutturale delle antiche fabbriche

La modellazione delle strutture antiche in muratura è un problema molto articolato perché alla complessità di un materiale eterogeneo, anisotropo e fragile si sommano le incertezze sulle azioni avvenute nel corso dei secoli, sulle reali caratteristiche meccaniche dei materiali, sulle tecniche costruttive e sulle modifiche subite [50].

Il problema può essere affrontato in tre fasi: individuazione della zona critica, modellazione fisica e modellazione numerica.

Nella prima fase, di *individuazione della zona critica*, di fatto già introdotta nel paragrafo precedente, si stabilisce quale porzione di struttura si ritenga idonea a rappresentare la situazione critica in esame.

Nella seconda fase, di *modellazione fisica*, si individuano nella zona critica tutti gli elementi strutturali cercando, per quanto possibile, di prevederne il comportamento meccanico. In particolare, per ciascun elemento strutturale si raccolgono informazioni utili, come ad esempio

- stato tensionale atteso (compressione, flessione fuori piano, taglio, ecc.);
- comportamento prevalentemente mono-, bi- o tridimensionale;

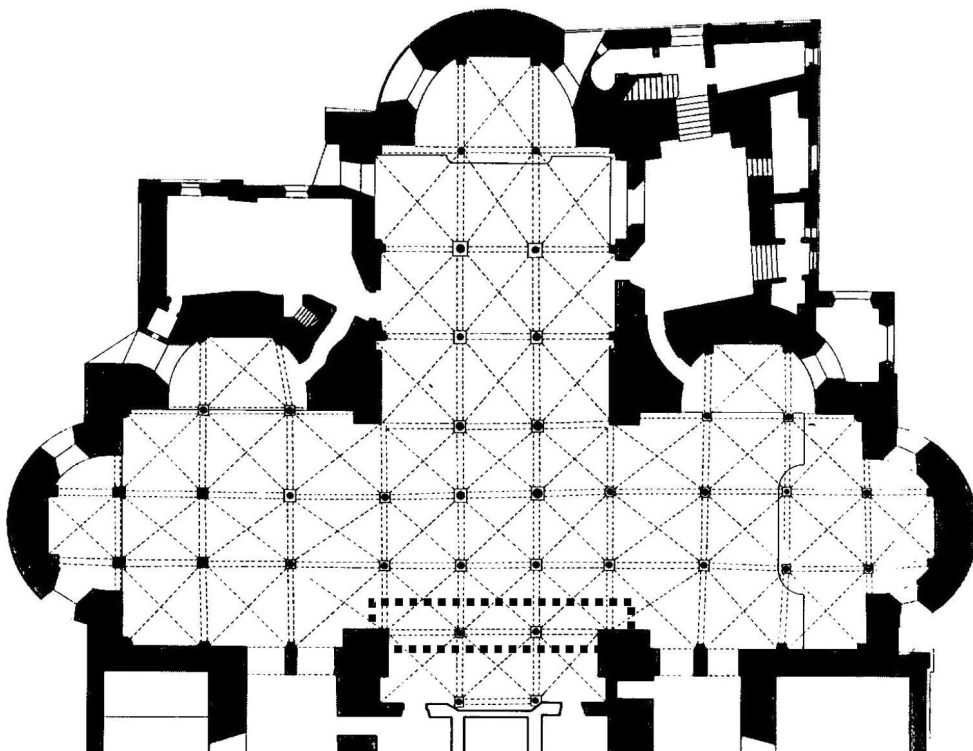


Figura 6.1: La sezione in esame.

- simmetrie geometriche o di carico;
- esistenza di macrofessure che isolano l'elemento strutturale staccandolo da quelli adiacenti;
- danneggiamenti e loro natura;
- caratteristiche dei materiali (come, ad esempio, comportamento quasi-fragile, ortotropia o anisotropia).

È una fase molto delicata in cui è indispensabile quello che gli strutturisti più esperti chiamano, quasi in modo esoterico, “intuito statico”. Solamente a questo punto si passa alla terza fase di *modellazione numerica* al calcolatore, in cui mediante strumenti del calcolo strutturale si studia numericamente il comportamento meccanico del modello fisico proposto.

La scelta del modello numerico e dei legami costitutivi dovrà essere fatta per descrivere al meglio il modello fisico, anche in ragione delle difficoltà legate alla discontinuità intrinseca della muratura. La muratura, infatti, è un materiale composito formato da tre elementi costitutivi: *blocchi*, *giunti* e *interfaccia blocco/giunto*. A seconda di come sono trattati questi tre elementi, i modelli numerici possono essere classificati in tre classi: micro-, meso- e macro-models.

I *micro-models* trattano tanti i blocchi quanto i giunti come un continuo, mentre le loro superfici di contatto sono modellate con opportuni elementi di interfaccia di spessore nullo (Figura 6.2a).

I *meso-models*, anche detti micro-models discreti, trattano solamente i blocchi come un continuo, mentre i giunti e la superficie di contatto sono rappresentati con un unico elemento di interfaccia (Figura 6.2b).

I *macro-models* trattano tutta la muratura come un continuo equivalente, preferibilmente di tipo anisotropo (Figura 6.2c).

La scelta tra questi approcci dipende dalla scala, cioè dal livello di dettaglio richiesto dall'analisi. Ovviamente passando dal macro-model al micro-model si acquistano informazioni locali ma l'impegno computazionale, in termini di memoria e tempi di calcolo, aumenta enormemente.

Analizzando questi tre approcci con maggiore dettaglio si osserva che i micro-models, lavorando alla scala del singolo elemento costitutivo, richiedono di modellare tanto i blocchi quanto i giunti di malta mediante elementi finiti bi- o tridimensionali di piccole dimensioni rispetto allo spessore dei giunti. Per i materiali si impiegano leggi costitutive non lineari, magari calibrate mediante test su piccoli campioni, capaci di simulare la fessurazione sia dei blocchi che dei giunti di malta. Poiché frequentemente la fessura propaga nella superficie di contatto tra i due materiali, si introducono elementi di interfaccia non lineari che li collegano fino alla formazione della fessura. Per meglio rappresentare la realtà fisica, nei micro-models si possono introdurre aspetti come la diffusione dell'umidità, il ritiro e la viscosità [51].

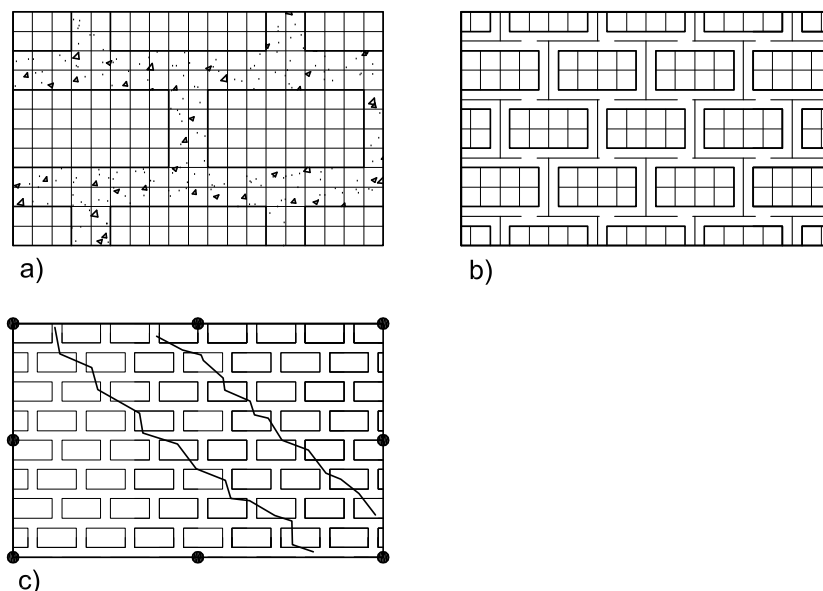


Figura 6.2: Modellazione della muratura: (a) micro-; (b) meso-; (c) macro-model.

I micro-models si dimostrano assai utili per comprendere bene l'interazione tra blocchi e giunti di malta o l'effetto della tessitura della muratura sul comportamento anisotropo della muratura a livello macroscopico. Inoltre possono essere impiegati per eseguire test numerici su pannelli in vera grandezza quando tali test non possono essere eseguiti in laboratorio. Per la notevole complessità ed il grandissimo numero di elementi finiti richiesto, soprattutto in tre dimensioni, difficilmente possono essere impiegati per lo studio di elementi strutturali o addirittura interi edifici.

Per gli elementi strutturali sono più indicati i meso-models nei quali il blocco è modellato con pochi elementi finiti quadrangolari (solitamente 6-8) mentre un unico elemento di interfaccia sintetizza il comportamento della malta e della superficie di interfaccia (Figura 6.3). Poiché tale elemento ha spessore nullo, le dimensioni dei blocchi vengono necessariamente incrementate per occupare lo spazio dei giunti.

Per un miglior comportamento numerico, solitamente la nonlinearietà meccanica viene concentrata a livello dell'interfaccia, mentre ai blocchi si attribuisce un comportamento lineare elastico [11]. Quando però il problema dello schiacciamento dei blocchi per compressione è importante, come può accadere nelle colonne, conviene introdurre la nonlinearietà meccanica anche nei blocchi.

L'elemento di interfaccia si comporta in direzione normale e tangenziale al giunto come due molle nonlineari "spalmate" sulla superficie di contatto.

A trazione il comportamento è lineare elastico fino al raggiungimento della resisten-

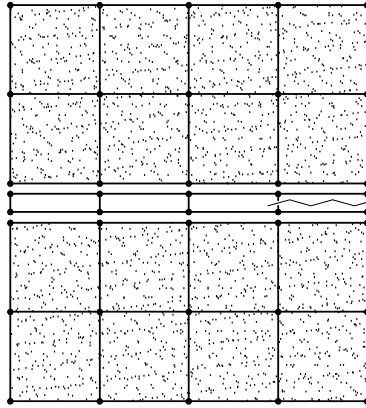


Figura 6.3: Meso-model per la modellazione della muratura.

za a trazione f_t , cui segue un comportamento coesivo analogo a quello del calcestruzzo e caratterizzato dall'energia di frattura G_F . A compressione la legge presenta lo stesso ramo lineare elastico, di pendenza k_n fino al raggiungimento della resistenza f_c , cui segue un ramo non lineare di softening capace di descrivere lo schiacciamento del giunto di malta e/o del blocco. Poiché l'elemento di interfaccia ha spessore nullo, l'accorciamento dovuto alla compressione si traduce in uno spostamento negativo di compenetrazione che può produrre alcuni problemi di tipo numerico. In direzione tangenziale il legame è lineare elastico, con pendenza k_t , fino al raggiungimento della resistenza a taglio τ_c , cui segue un ramo non lineare legato all'energia di frattura G_F^{II} . Per considerare l'interazione tra il comportamento normale e quello tangenziale, si introduce un criterio di resistenza, come il criterio di Coulomb con cut-off a trazione e compressione (Figura 6.4).

Criteri di resistenza e leggi costitutive differenziano i diversi meso-models proposti in letteratura [52; 53]. In linea di principio, tali leggi dovrebbero essere semplici e contenere pochi parametri dal chiaro significato fisico, visto che la loro calibrazione richiede prove distruttive che negli edifici monumentali è praticamente impossibile eseguire.

I meso-models sono particolarmente utili per lo studio degli archi, perché consentono di mettere in conto aspetti come interazione arco-riempimento ed i diversi meccanismi di rottura, simulando con rigore il modello fisico corrispondente. Inoltre consentono di rappresentare bene l'effetto di poche macro-fessure che solcano l'elemento strutturale.

Per contenere l'onere computazionale entro limiti accettabili, talvolta conviene applicare i meso-models solamente nella porzione di struttura in cui si prevede la fessurazione, mentre nelle rimanenti parti si impiegano macro-models.

Nel macromodel non è necessario descrivere la reale posizione dei blocchi, ma si con-

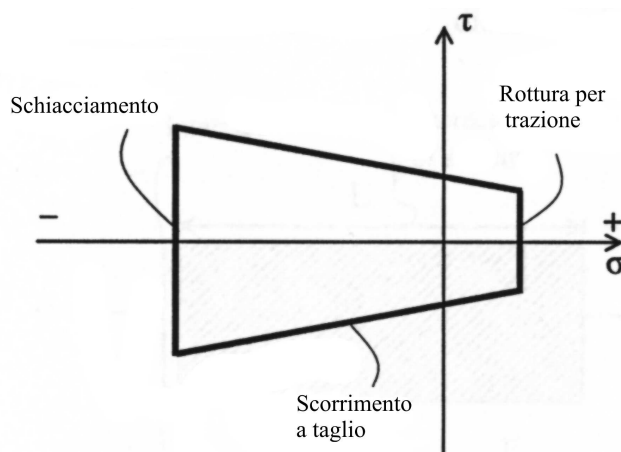


Figura 6.4: Legge di Coulomb modificata.

sidera la muratura come un continuo equivalente. Il macro-model rappresenta quindi un materiale con un comportamento medio che discende da quello degli elementi che lo compongono. Questo metodo non tiene quindi in conto le reali proprietà fisiche dell'oggetto della modellazione, composto da blocchi e giunti, ma cerca di descrivere il comportamento della struttura nel suo insieme. La soluzione sarà quindi complessivamente valida, ma diventerà più imprecisa man mano che ci si avvicina alla scala dei singoli blocchi.

A causa della bassa resistenza a trazione della muratura, il legame costitutivo lineare elastico è incapace di rappresentare adeguatamente il comportamento delle murature antiche. Inoltre, il comportamento meccanico della muratura dipende dalla topologia, che causa un comportamento anisotropo dipendente dalla diversa disposizione e dimensione dei blocchi e dei giunti di malta (anche se questi sono isotropi). Gli assi del materiale prima della fessurazione sono pertanto coincidenti con la direzione dei giunti.

Il macro-model dovrebbe rappresentare il comportamento anisotropo e quindi fornire una diversa resistenza a trazione e compressione lungo gli assi del materiale.

Tra i possibili legami costitutivi applicabili con questo approccio si possono citare il comportamento elastico-ortotropo, valido per bassi livelli tensionali, il cosiddetto smeared-crack, che introduce la fessurazione in maniera continua, "spalmandone" gli effetti sulla zona interessata, o i modelli plastici, particolarmente adatti a descrivere i fenomeni di schiacciamento a compressione. Tra questi si ricorda quello proposto da Lourenço [54] in cui un modello costitutivo tipo Rankine per la trazione è abbinato ad un modello tipo Hill per la compressione.

I legami costitutivi citati, rappresentando il comportamento medio di un materiale composito, devono essere calibrati mediante test su porzioni di muratura di dimensioni significative, che contengano cioè un numero sufficiente di blocchi e giunti. I test, inoltre, dovrebbero essere condotti con diverse giaciture dei giunti per svelare il comportamento anisotropo. Per le murature storiche, data la quasi totale mancanza di dati sperimentali di questo tipo, si può solo pensare di realizzare test numerici basati su micro-models.

In ogni caso bisogna tenere presente che le informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali che compongono un edificio storico sono sempre limitate, non potendo prelevare e testare un numero adeguato di campioni. Questa incompleta caratterizzazione dei materiali rende ancora più incerta la calibrazione dei modelli numerici.

I micro-, meso- e macro-models possono essere implementati sia nel metodo degli elementi finiti (FEM) che in quello degli elementi distinti (DEM), che presentano ciascuno pregi e difetti nell'applicazione alle strutture antiche in muratura [55].

6.1.1 Il metodo a elementi finiti (FEM)

Nel metodo ad elementi finiti, una struttura è suddivisa in un certo numero di elementi separati, il cui comportamento è descritto da forze e spostamenti nei nodi.

Questo metodo può essere usato con un approccio di tipo micro-model, meso-model e macro-model. Nel primo caso la discretizzazione della struttura segue da vicino il reale andamento della geometria e si modellano blocchi e giunti separatamente, utilizzando modelli costitutivi diversi per i due materiali. Questo approccio può sembrare il più indicato, ma bisogna tenere in conto l'enorme numero di elementi necessario per descrivere la struttura intera. Questo si traduce poi in costo in termini di tempo spesso inaccettabili. Per questo motivo questo approccio può essere utilizzato solo per porzioni limitate di elementi strutturali. Inoltre va considerato che la composizione interna della muratura spesso non è nota con precisione e anche la semplice tessitura superficiale della parete può non essere visibile in edifici d'interesse storico, nascosta dietro affreschi o stucchi che non possono essere rimossi. Non avrebbe senso quindi descrivere in un modo così particolareggiato una struttura che in realtà non si conosce con tanto dettaglio.

Per tutti questi motivi, il meso-model è più comunemente utilizzato per studiare interi elementi strutturali e persino strutture di modeste dimensioni, come il ponte ad arco mostrato in Figura 6.5a.

In questo approccio, i blocchi sono modellati da elementi finiti, con legami costitutivi diversi a seconda del materiale che compone i blocchi. I giunti invece sono schematizzati da "elementi di giunto", che presentano coppie di nodi sovrapposti, il cui comportamento obbedisce ad una legge costitutiva di tipo attritivo descritta nel paragrafo precedente.

I problemi principali che rendono questo tipo di modellazione più difficile di altre

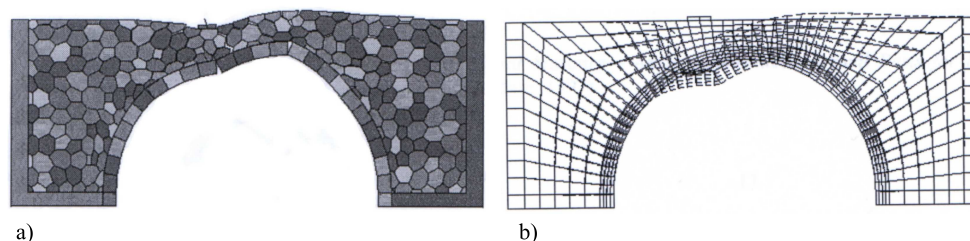


Figura 6.5: Modellazione di un ponte in muratura: (a) meso-; (b) macro-model [10].

sono problemi di compatibilità: le mesh dei blocchi e dei giunti devono essere connesse tra loro e questo è possibile solo se i giunti di interfaccia sono identici ai nodi dei blocchi. Questo non è sempre possibile, soprattutto quando si lavora con blocchi a geometria complessa oppure in ambito tridimensionale. Infine il problema più grave, nel quale ci si imbatte facilmente analizzando strutture in muratura con dissesti importanti, è che l'elemento di giunto può modellare facilmente il contatto solo quando il campo degli spostamenti è limitato. Quando invece gli spostamenti diventano notevoli, non è facile creare una nuova mesh che aggiorni i contatti esistenti o ne crei dei nuovi. Non pare quindi adatta al caso della cripta del Duomo di Parma, dove proprio gli elevati cedimenti sono la causa scatenante del problema.

Problemi numerici di questo tipo non si presentano negli approcci macro, come quello di Figura 6.5b in cui è mostrata l'analisi di un ponte, certamente più rapida ma meno precisa. È per questo motivo che alcuni autori suggeriscono di iniziare l'analisi con approcci macro e poi ripetere il calcolo introducendo approcci meso solamente nelle zone critiche.

Un metodo che può essere considerato intermedio tra gli ultimi due è quello dei super-elementi: si suddivide la struttura da esaminare in elementi comprendenti più blocchi, condensando i nodi interni, e si collegano poi i super-elementi con degli elementi di interfaccia. In questo modo il procedimento di calcolo è molto più rapido del metodo con elementi di interfaccia ad ogni giunto, ma senza perdere in bontà del risultato, perché per la muratura lo schema è molto rappresentativo di quanto accade nella realtà. Il collasso, infatti, viene solitamente raggiunto, salvo casi particolari, per formazione di meccanismi labili tra macro-elementi, che al loro interno hanno però livelli tensionali limitati.

6.1.2 Il metodo a elementi distinti (DEM)

Il metodo ad elementi distinti è un metodo numerico per l'approssimazione del comportamento meccanico di problemi riguardanti strutture composte da blocchi, secondo l'approccio meso-model. Inizialmente il metodo era nato e indirizzato principalmen-

te allo studio del terreno e delle rocce fessurate. In questo approccio la struttura è considerata come un insieme di blocchi distinti, deformabili o meno, che interagiscono mediante elementi di contatto.

Il comportamento di giunti e blocchi può essere descritto da leggi costitutive di vario tipo. Il metodo è basato su una formulazione che prevede grandi spostamenti per i giunti e piccole deformazioni per i blocchi. Inoltre i contatti non sono fissati, cosicché, durante l'analisi, i blocchi possono perdere i contatti iniziali e crearne dei nuovi. Queste due caratteristiche permettono di simulare correttamente i meccanismi di collasso causati da rotazioni, grandi spostamenti o urti. La soluzione viene data, una volta impostate le geometrie dei blocchi e le condizioni di carico o spostamento, mediante equazioni differenziali del moto integrate in modo esplicito.

Il vantaggio maggiore di questo approccio sta nel fatto che si può controllare l'andamento degli spostamenti fino al raggiungimento della rottura, evidenziando la comparsa di quei meccanismi di collasso per formazione di macro-elementi tipica delle costruzioni in muratura. Questa procedura risulta invece meno adatta a descrivere lo stato tensionale all'interno del singolo blocco, perché l'approssimazione alle differenze finite utilizzata per creare la mesh interna al blocco è poco accurata. Per i problemi in cui l'elevato stato tensionale è critico, è pertanto più indicato il metodo degli elementi finiti.

6.2 La modellazione fisica della cripta

Una volta identificata nella sezione della cripta compresa tra due piloni la zona critica che si intende esaminare (Figura 6.1), bisogna individuare gli elementi strutturali che la compongono e impostare l'analisi sulla base di opportune osservazioni fisiche che permettano di scegliere il modello più adatto per le problematiche in esame.

La zona oggetto dell'analisi è composta dai piloni di sostegno della cupola, dalle colonne in marmo con basi e capitelli, dalle volte a crociera in laterizio con le rispettive nervature e il soprastante materiale di riempimento.

Partendo dall'osservazione delle volte a crociera, si nota innanzitutto che nel passaggio dalla realtà tridimensionale a quella bidimensionale del modello è inevitabile una notevole perdita di informazioni. Per poter cogliere il comportamento strutturale di queste volte sottili sarebbe infatti opportuno utilizzare elementi a guscio, mentre i limiti computazionali ci impongono un modello bidimensionale che riduce le volte a semplici archi, che in pratica vengono a coincidere con le nervature tra due volte contigue. Poiché il meccanismo di rottura di questi archi è caratterizzato dalla nascita di alcune cerniere con conseguente rotazione dei blocchi e formazione di fessure, sempre comprese all'interno dei giunti di malta, un modello di tipo discreto risulta molto più indicato rispetto a un modello di tipo "smeared crack". Inoltre l'osservazione della realtà fisica, con archi ormai lontani dalla circolarità e con sezioni largamente parzia-

lizzate, sottolinea come le non linearità geometrica e meccanica non possano essere trascurate.

Per quanto riguarda poi le colonne in marmo, le notevoli inclinazioni e rotazioni reciproche tra blocchi cui sono soggette devono essere modellate mediante un'analisi che consideri i grandi spostamenti e, dato che le rotazioni reciproche causano parzializzazione delle sezioni, anche la non linearità meccanica dei giunti. Il materiale di cui esse sono composte, invece, può essere assunto come omogeneo isotropo, mettendo in conto la rottura per schiacciamento che ha già portato a diverse espulsioni di materiale alle estremità delle colonne. Infine, il fatto che le colonne siano circolari comporta una distribuzione di tensioni che non può essere certamente colta con un'analisi bidimensionale e di questo bisognerà tener conto in fase di interpretazione dei risultati.

I grossi piloni di sostegno delle cupola, dalla sezione irregolare, sono molto probabilmente composti da muratura a sacco, con paramento esterno in pietra. Il riempimento interno è probabilmente realizzato con un conglomerato a base di malta di calce, ma sulle sue caratteristiche non si ha alcuna informazione, perché non sono mai stati effettuati carotaggi. Poiché comunque le tensioni cui sono sottoposti non sono elevate (circa 1.2 MPa) e ad un esame visivo i materiali non sembrano presentare problemi di compressione (microfessurazioni o delaminazione per instabilità del paramento di contenimento), a un raffinato modello smeared crack dalla dubbia caratterizzazione meccanica si preferisce un semplice legame costitutivo lineare elastico, omogeneo su tutta la sezione. Questa approssimazione non provoca sensibili variazioni nel comportamento degli archi adiacenti, vero obiettivo dell'analisi, dato che questo è molto più influenzato dal vistoso cedimento fondale cui i piloni sono soggetti e che impone grandi azioni implicite sulle strutture adiacenti.

Infine, per quanto riguarda il materiale di riempimento sopra alle volte a crociera (sul quale poggia il pavimento del presbiterio e, in parte, la scalinata della navata centrale) lo si può considerare simile ad un conglomerato più o meno incoerente, di cui comunque non si conoscono le caratteristiche. Visto il modesto spessore in chiave, si ipotizza che l'effetto arco che può produrre sia trascurabile, mentre nella zona di maggiore spessore alle reni degli archi può permettere una ripartizione delle azioni tra piloni e archi.

Alla luce di quanto esposto, è evidente che un metodo di tipo discreto, che possa modellare i grandi spostamenti in gioco, le parzializzazioni e le microfessurazioni, è il più indicato per le problematiche individuate nella zona oggetto di studio. Il metodo ad elementi distinti, per quanto non consenta di ottenere con precisione la distribuzione delle tensioni all'interno delle strutture, è quindi adatto a modellare i meccanismi in atto nella cripta ed è stato scelto per ottenere utili indicazioni sulle criticità presenti e sulle loro possibili evoluzioni.

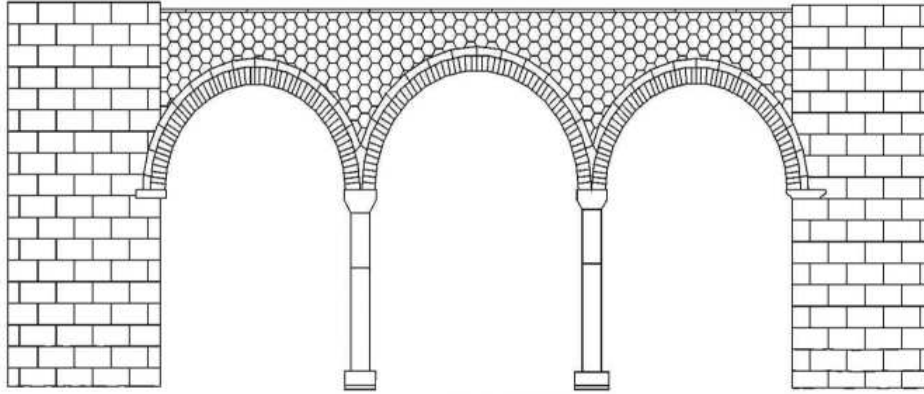


Figura 6.6: La discretizzazione agli elementi distinti della sezione analizzata.

6.3 La modellazione numerica di una sezione della cripta

6.3.1 Geometria

Per modellare il meccanismo che ha coinvolto la sezione della cripta, è stato necessario ricondursi, a partire dal rilievo dello stato di fatto, a quella che doveva essere la condizione iniziale indeformata, su cui poi applicare i cedimenti rilevati in fase di monitoraggio. I criteri seguiti nel ritracciare la geometria originaria sono stati il raddrizzamento delle colonne, il recupero di circolarità degli archi e il posizionamento sullo stesso piano orizzontale delle imposte dei tre archi.

La discretizzazione in blocchi (ovvero in “elementi distinti”) è stata più fine laddove era necessaria, alla luce della modellazione fisica prima condotta, un’ approssimazione migliore: pertanto i mattoni degli archi, tra i quali è attesa la formazione di fessure e parzializzazioni, sono stati suddivisi in blocchi più piccoli (di dimensioni pari a due mattoni reali) rispetto ai blocchi usati per i pilastri, dove una discretizzazione più raffinata avrebbe provocato soltanto un rallentamento del calcolo, non accompagnato da una migliore descrizione del meccanismo di danno. Il materiale di riempimento sopra gli archi è stato invece suddiviso in piccoli blocchi esagonali per assimilarlo ad un materiale sciolto (Figura 6.6).

Come condizione al contorno si è imposto il carico della cupola distribuito sui piloni, pari a 1.2 MPa per entrambi i piloni. Il terreno e la conseguente interazione terreno-struttura non sono stati modellati, ma sono state introdotte condizioni cinematiche fedeli a quelle rilevate in fase di “monitoraggio storico”. In particolare, tra i piloni e le colonnine è stato imposto un cedimento di 7.7 cm al pilastro nord-ovest e di 10.5 cm al

pilastro sud-ovest. Per la mancanza di precise informazioni a riguardo, lo spostamento verticale delle basi delle colonnine è stato considerato nullo, non permettendo di cogliere la reale rotazione di questi elementi.

6.3.2 Legami costitutivi

Per quanto riguarda le caratteristiche fisiche dei materiali si è fatto affidamento ai pochi dati esistenti sulle murature del Duomo [8], anche se non rilevate direttamente sugli elementi strutturali in esame. Poiché la maggior parte dei dissesti e delle deformazioni sono dovute a movimenti rigidi tra i diversi blocchi, si è concentrata la non linearità nei giunti, modellandoli mediante legge di Mohr-Coulomb secondo l'approccio descritto in [11]:

$$\sigma = c + \tau \tan(\phi) \quad (6.1)$$

Per caratterizzare i giunti è quindi necessario stimare la coesione c , il coefficiente d'attrito ϕ e i moduli di elasticità normale e tangenziale (Tabella 6.2). Essendo i giunti considerati monodimensionali, per calcolarne le rigidezze si è fatto riferimlourots (Figura 6.7):

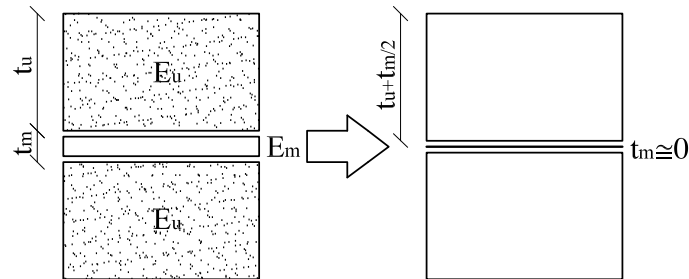
$$K_n = \frac{E_u E_m}{t_m (E_u - E_m)} \quad (6.2)$$

$$K_s = \frac{G_u G_m}{t_m (G_u - G_m)} \quad (6.3)$$

nelle quali: K_n è il modulo di elasticità normale, K_s è il modulo di elasticità tangenziale, E_u è il modulo elastico di Hook per i laterizi, E_m è il modulo elastico di Hook per i giunti di malta, t_m è lo spessore del giunto di malta. Come spessore del giunto si è assunto un valore di 2 cm, valore ottenuto misurando alcuni giunti e confrontandoli con quelli indicati da Quintavalle [3]. Lo stesso ragionamento è stato seguito anche per le colonne in marmo; i giunti che legano i blocchi di marmo tra loro sono stati considerati più sottili (circa un centimetro). Le caratteristiche meccaniche dei giunti sono riportate in Tabella 6.2.

Per i blocchi, invece, si è considerata una semplice legge costitutiva elastica lineare, quindi sono stati caratterizzati solo dal modulo elastico normale e da quello tangenziale. Le poche informazioni riguardo alle proprietà fisiche dei materiali della cripta hanno permesso solo un'approssimativa caratterizzazione, i cui dati principali sono riassunti in Tabella 6.1.

Per quanto riguarda il materiale di riempimento della zona sopra le volte si ipotizza che vi sia un materiale granulare (sabbia, ghiaia scarsamente legate) e, non avendo informazioni a riguardo, si sono assunti dei valori minimi sia per i giunti che per i blocchi [56].

Figura 6.7: Lo schema adottato per il calcolo di K_n e K_s [11].

Materiale	Densità (N/m^3)	Modulo di elasticità normale E (Pa)	Modulo di elasticità tangenziale G (Pa)
Blocchi in laterizio	17000	$2.083 \cdot 10^9$	$2.273 \cdot 10^9$
Colonne in marmo	22000	$14.583 \cdot 10^9$	$15.509 \cdot 10^9$
Materiale di riempimento	15000	$1.0 \cdot 10^9$	$1.1 \cdot 10^9$

Tabella 6.1: Le caratteristiche meccaniche dei blocchi.

Tipo di giunto	Modulo di elasticità normale K_n (Pa/m)	Modulo di elasticità tangenziale K_s (Pa/m)	Resistenza a trazione N_t (Pa)	Frizione f ($^\circ$)	Dilatanza (m)	Coesione c (Pa)
Giunti di malta di calce tra laterizi	$6.89 \cdot 10^{12}$	$2.2643 \cdot 10^{12}$	0.0025	30	0	0.025
Giunti nel materiale di riempi- mento	$5.0 \cdot 10^9$	$1.0 \cdot 10^9$	$0.0025 \cdot 10^9$	20	0	0.025
Giunti tra colonne in marmo	$5.0 \cdot 10^9$	$2.5 \cdot 10^9$	0.0025	30	0	0.025

Tabella 6.2: Le caratteristiche meccaniche dei giunti.

6.4 Risultati e realtà fisica: i punti critici della cripta

I risultati ottenuti corrispondono, in termini di spostamenti, ai dissesti reali che si possono osservare in cripta (Figura 6.8), e mostrano come, a causa del cedimento della fondazione del pilone, una parte del peso della cupola si sia trasferito sulle colonne tramite un “puntone” inclinato che si forma nello strato di riempimento tra le volte e i piloni (Figura 6.9).

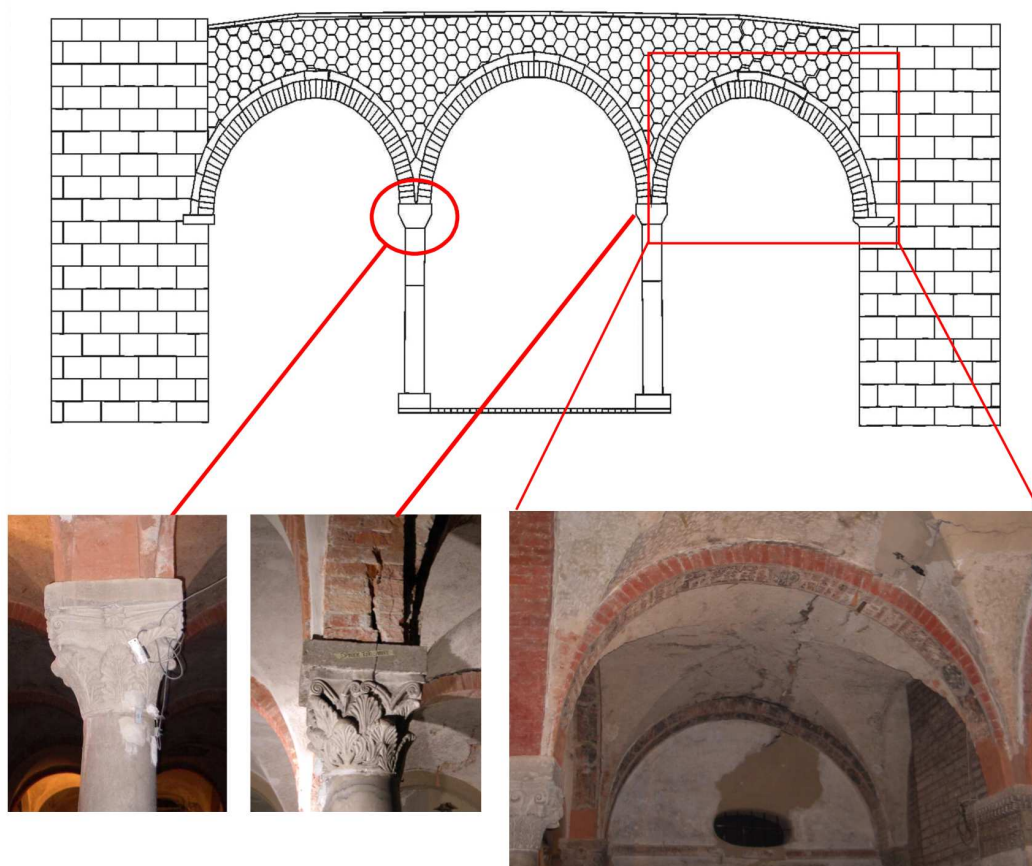


Figura 6.8: La deformata (fattore 2) della sezione analizzata corrisponde ai dissesti realmente osservabili.

Le volte risultano pertanto fortemente deformate, mentre le colonne, inclinate, si trovano così a sostenere carichi ben superiori a quelli per i quali sono state progettate e che si potrebbero dedurre da una semplice analisi per aree di influenza. Le rotazioni

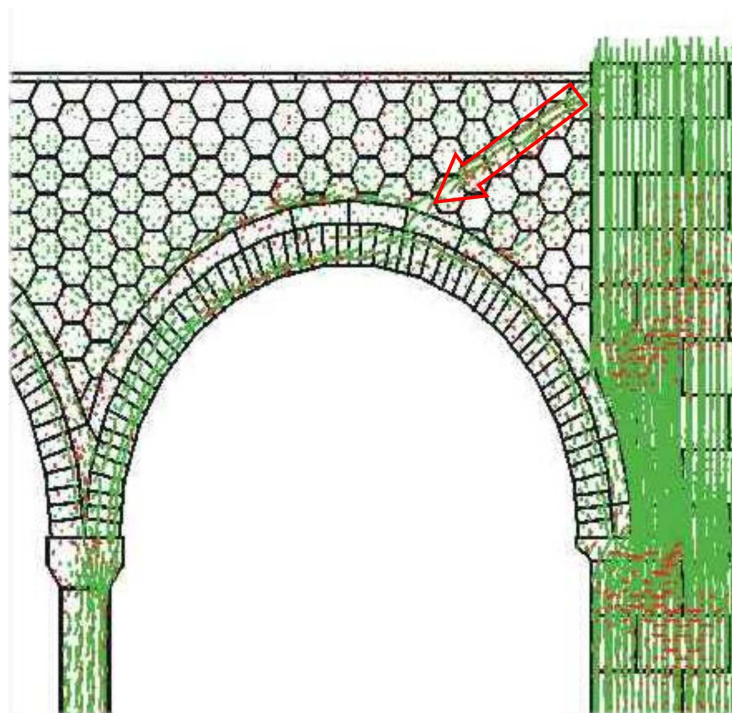


Figura 6.9: La distribuzione delle tensioni evidenzia la formazione di un puntone inclinato che dai piloni va a sovraccaricare le volte.

relative dei capitelli rispetto alle colonne e di queste ultime rispetto ai basamenti generano, inoltre, notevoli parzializzazioni, evidenti nella realtà e correttamente descritte dal modello numerico (Figura 6.10), con conseguenti concentrazioni delle tensioni sulle piccole superfici reagenti.

Pur con le approssimazioni insite nel tipo di analisi adottata, la forte concentrazione delle tensioni che si riscontra alle estremità superiori e inferiori delle colonne è del tutto congruente con i dissesti e le fratture già registrate, anche in tempi recenti, con distacco di consistenti schegge di marmo. Per ottenere informazioni più precise, per quanto riguarda lo stato tensionale degli elementi strutturali a rischio, sarebbe opportuno procedere con una modellazione tridimensionale non lineare e leggi costitutive calibrate sui materiali in questione. La situazione appare comunque critica, in quanto non si possono escludere ulteriori fratture e distacchi di materiali nelle zone di concentrazione delle tensioni nei capitelli.

Questo, pur senza compromettere la stabilità della intera struttura, pregiudicherebbe gravemente la conservazione di elementi architettonici decorativi di grande valore

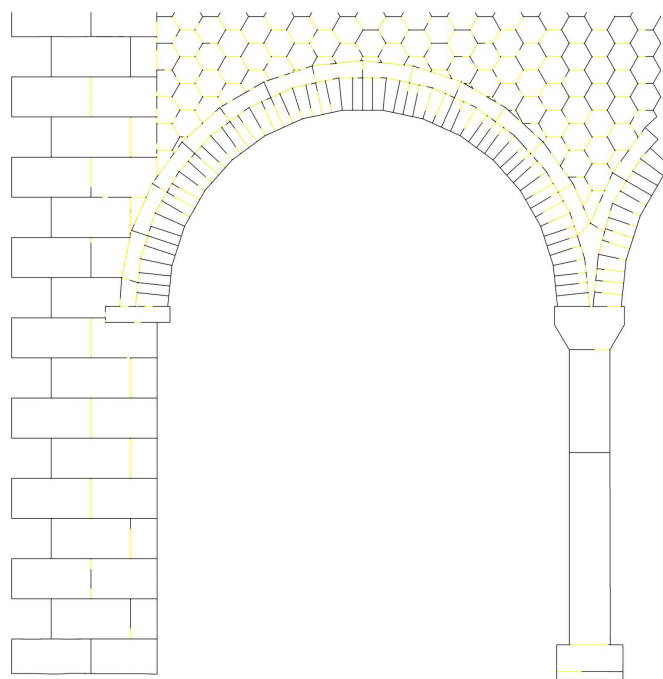


Figura 6.10: In giallo sono indicate le zona parzializzate: tra capitelli e colonne la sezione reagente è drasticamente ridotta.

come i capitelli romanici. Per scongiurare questi gravi rischi non è sufficiente un'operazione di consolidamento dei singoli elementi strutturali, come colonne e capitelli, ma è necessario affrontare il problema partendo dalla ridotta capacità portante del terreno in rapporto ai forti carichi provenienti dai piloni della cupola, problema che è alla base di tutto il complesso quadro fessurativo e deformativo di cui soffre attualmente la cripta.

Conclusioni

Il contributo che questa tesi ha inteso dare ai numerosi studi già pubblicati sul Duomo di Parma, è una rilettura in chiave strutturale dei documenti storici e delle forme dell'edificio.

In conclusione, le principali tematiche nelle quali sono stati formulati contributi originali si possono riassumere nei seguenti punti.

L'analisi critica delle attuali forme strutturali delle volte e dei pilastri della navata maggiore, insieme a un nuovo studio di alcuni documenti storici e alla comparazione con gli edifici coevi in Italia e nel nord Europa, ha consentito di concordare con l'ipotesi, già da altri formulata, di una originaria configurazione a volte esapartite che, andata in crisi in occasione del terremoto del 1117 e sostituita con volte su base rettangolare, avrebbe influito sull'evoluzione della forma delle volte a crociera delle chiese, dopo tale data, nell'Italia del nord e forse anche nel nord Europa.

Alcuni documenti del 1523-24, talvolta interpretati come semplici contratti di manutenzione del manto di copertura della cupola, a una lettura più attenta hanno messo in evidenza essere in realtà appalti diversi di un unico lavoro di vera e propria trasformazione della forma esterna della cupola che è stata ampliata con una struttura lignea a forma di tiburio, più alto e più largo, progettata (anche mediante la realizzazione di un modello) dal maestro Marco Antonio Zucchi.

Analogamente, alcuni documenti settecenteschi, riletti in chiave strutturale, hanno fornito interessanti notizie circa la insolita forma delle capriate che coprivano all'epoca la navata centrale, con il tirante inferiore composto da due travi inclinate e connesse in sommità per poter passare sopra al colmo delle volte. La scarsa affidabilità di tale soluzione è stata la causa principale della sopraelevazione delle murature della navata centrale nel 1775.

A questa rilettura storica si è affiancato anche uno studio della situazione statica della fabbrica che, attraverso l'identificazione dei meccanismi di danno presenti e un monitoraggio della loro evoluzione, ha permesso di individuare le zone a maggior rischio.

Il monitoraggio ha riguardato sia l'evoluzione dei dissesti in passato, tramite un'analisi dei documenti d'archivio e lo studio diretto dell'edificio, sia un controllo strumentale della velocità di evoluzione attuale. I dati provenienti dal sistema di monitoraggio au-

tomatico sono stati elaborati con un algoritmo di fitting non lineare ai minimi quadrati per distinguere la componente incrementale da quella ciclica.

I rilievi visivi e strumentali effettuati immediatamente dopo l'evento sismico del novembre 2004 hanno consentito di confermare le diagnosi formulate sulle "zone critiche" della fabbrica attuale. Purtroppo il sistema di monitoraggio è risultato inadeguato a rilevare compiutamente i dissesti attivi nella fabbrica.

Infine, per giungere a una migliore comprensione del comportamento strutturale e dei meccanismi di danno in atto nella cripta, ovvero della parte dell'edificio che anche recentemente ha mostrato i più preoccupanti fenomeni di dissesto, è stata effettuata una modellazione agli elementi distinti di una sezione bidimensionale. Applicando alla geometria indeformata i cedimenti rilevati in fase di "monitoraggio storico" si è riprodotto il fenomeno di deformazione degli archi e di rotazione delle colonne presente nella realtà, chiarendo il meccanismo che provoca forti concentrazioni tensionali su alcuni punti critici della sezione analizzata e mettendo in evidenza i rischi che tuttora permangono di nuove fratture nei capitelli romanici e nelle colonne.

Bibliografia

- [1] Monaco G. I mosaici di piazza del duomo e la primitiva chiesa parmense. *Aurea Parma*, II - III, 1957.
- [2] Pellegrini M. *Parma città storica*, chapter Platea Communis. 1978.
- [3] Quintavalle A.C. *La Cattedrale di Parma e il Romanico Europeo*. Università degli Studi di Parma, Parma, 1972.
- [4] De Dartein F. *Étude sur l'architecture lombarde et sur les origines de l'architecture romano-byzantine*, volume 2. Parigi, 1865-1882.
- [5] Di Pasquale S. *Architettura e terremoti - Il caso di Parma: 9 Novembre 1983*. Grafiche STEP Cooperativa, Parma, 1986.
- [6] Gremmo L. *Il Duomo di Parma - Recenti restauri*. Grafis ed., Casalecchio di Reno, Bologna, 1991. Soprintendenza per i beni ambientali e architettonici dell'Emilia.
- [7] Kubach H.E. *Architettura Romanica*. Electa, Milano, 1972.
- [8] Spagnoli A. Farina A. Basilica cattedrale di parma: studi ed indagini preliminari per la valutazione del comportamento e sulle condizioni statiche delle strutture esistenti. Technical report, Ministero per i Lavori Pubblici, Provveditorato Regionale alle Opere Pubbliche dell'Emila Romagna, Bologna, 1993.
- [9] Conti A. Petrucci F., Careggio M. *Le acque nel comune di Parma*. Grafiche STEP Cooperativa, Parma, 1992.
- [10] Pearce C.J. Bicanic N., Stirling C. Discontinuous modelling of structural masonry. In Eberhardsteiner J. Mang H.A., Rammerstorfer F.G., editor, *Fifth world congress on computational mechanics*, Vienna, Austria, Luglio 2002.
- [11] Rots J.G. *Structural masonry - An experimental/numerical basis for practical design rules*. TNO Building and Construction Research, Rijswijk, Netherlands, 1997.

- [12] AA.VV. *Direttive della commissione interministeriale per la prevenzione dal rischio sismico dei Beni Architettonici*. 14-7-1989.
- [13] Stocchi E. *L'Emilia Romagna*, pages 159–219. 1984.
- [14] Montorsi W. *Alla scoperta del Duomo di Parma*. Edizioni Il Fiorino, Modena, 2000.
- [15] Testi L. *La Cattedrale di Parma*. Istituto italiano d'arti grafiche, Bergamo, Dicembre 1934.
- [16] Atto notarile. Archivio Capitolare di Parma, Sec. IX N. XVIII, 884.
- [17] Atto notarile. Archivio Capitolare di Parma, Sec. IX, N. XIII, copia antica. 877.
- [18] Atto notarile. Archivio Capitolare di Parma, sec. X, N. XXIII, originale. 923.
- [19] Chronicon Parmense. Chronicon parmense ab anno MXXXVIII ad annum MCC-CXXXVI. In *Chronica Parmensia a sec. XI ad exitum sec. XIV*. Parma, XIV sec.
- [20] Atto notarile. Archivio Capitolare di Parma, Sec. XI, N. LXXXIX, copia antica. 1092.
- [21] Porter A.K. *Lombard architecture*. New Haven, 1917.
- [22] Affò I. *Storia della città di Parma*, volume 2. Stamperia Carmignani, Parma, 1793.
- [23] Gandolfo F. *L'arte medievale in Italia - L'arte romanica*, pages 269–357. 1988.
- [24] Gozzi J. A. Osservazioni storiche sopra la lettera scritta sul punto di storia del Palazzo Vescovile di Parma e nello stesso tempo l'autore discorre dell'antichità della città e della Chiesa Cattedrale. Archivio di Stato di Parma, ms. 78, XVIII sec.
- [25] Bonito M. *Terra tremante, o vero continuatione de' terremoti dalla Creatione del Mondo sino al tempo presente*. Napoli, 1691.
- [26] Archivio della Fabbriceria di Parma, I serie, Caps. 10, nn.57,58.
- [27] Lattici M. Poma C.C. Archivio della Fabbriceria di Parma, I serie, Caps. 8, n.20. Technical report, 1749.
- [28] Carlo Bettoli. Archivio della Fabbriceria, I serie, Caps. 10, n. 11.
- [29] Monducci E. *Il Correggio: la vita e le opere nelle fonti documentarie*. Silvana Editoriale, 2004.

-
- [30] Tassi R. *Il Duomo di Parma - Il tempo romanico*, volume I. Cassa di Risparmio di Parma, 1966.
- [31] Guarisco G. *Il Duomo di Parma - Materiali per un'altra storia*. Alinea, Firenze, 1992.
- [32] Montecchini L. Archivio della Fabbriceria di Parma, I serie, Caps. 18, nn. 77, 78; A.B.A., Duomo. Technical report, 1863.
- [33] Gasperini P. Guidoboni E. Smeriglio G. Valansise G. Bocchi E., Ferrari G. *Catálogo dei forti terremoti in Italia dal 461 a.C. al 1980*. Storia Geofisica Ambiente. Istituto Nazionale di Geofisica, Bologna, 1995.
- [34] Annale Parmenses Minores. XIV sec.
- [35] Sigonio C. *Historiarum de Regno Italiae libri viginti*. Frankfurt, 1591.
- [36] Bianchi U. Osservazioni meteorologiche dal 1694 al 1761, copia sec. XIX. Technical report, Archivio dell'Osservatorio Meteorologico di Parma, Parma, 25.02 1695.
- [37] Quintavalle A.C. *Romanico Padano, civiltà d'Occidente*. Firenze, 1969.
- [38] Toman R. *L'arte del romanico*. Könemann, Köln, 1999.
- [39] Calavera J. Lancellotta R. *Fondazioni*. McGraw-Hill, 1999.
- [40] Blasi C. *Il manuale del restauro*, chapter E.2. Meccanismi di collasso degli edifici in muratura. Mancosu Editore, Roma, 2001.
- [41] Coïsson E. Blasi C. Sesti e dissesti. In *Le forme del costruire*, Parma, 2004. Università degli Studi di Parma.
- [42] Giuffré A. *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Editore KAPPA, 1991.
- [43] De Robertis N. Foraboschi P. Bartoli G., Blasi C. Metodi di elaborazione di dati provenienti da sistemi di monitoraggio: il caso della Cupola di Santa Maria del Fiore. *Bollettino degli Ingegneri, Firenze*, pages 9–13, Febbraio 1991.
- [44] Bartoli G. Blasi C. *Monitoraggio delle strutture dell'Ingegneria Civile*, chapter Il sistema di monitoraggio della Cupola di Santa Maria del Fiore: problematiche relative al funzionamento degli strumenti ed alla gestione dei dati, pages 183–202. CISM, Udine, 1995.
- [45] Gusella V. Bartoli G., Chiarugi A. Monitoring systems on historic buildings: the Brunelleschi dome. *Journal of Structural Engineering*, 122(6):663–673, June 1996.
- [46] Angelini F. La cattedrale di parma nei pagamenti della fabbriceria (1555-1585). Master's thesis, Università degli Studi di Udine, 1991.

- [47] Chiarugi A. Blasi C. Sui sistemi di monitoraggio strutturale degli edifici monumentali. *Costruire in laterizio*, pages 272–281, Luglio/Agosto 1990.
- [48] Modena C. Casarin F. Rossi P.P. Rossi C. Lionello A., Cavaggioni I. Experimental and numerical analysis of the structural behaviour of St Stefano's bell-tower in Venice. In Roca P. Modena C., Lourenço P.B., editor, *Structural analysis of historical constructions*, volume 1, pages 533–542, Padova, Novembre 2004. Balkema.
- [49] Roca P. Considerations on the significance of history for the structural analysis of ancient constructions. In Roca P. Modena C., Lourenço P.B., editor, *Structural analysis of historical constructions*, volume 1, pages 63–73, Padova, Novembre 2004. Balkema.
- [50] Binda L. The importance of investigation for the diagnosis of historical buildings: application at different scales (centres and single buildings). In Roca P. Modena C., Lourenço P.B., editor, *Structural analysis of historical constructions*, volume 1, pages 29–42, Padova, Novembre 2004. Balkema.
- [51] Rots J.G. van Zijl G.P.A.G., de Borst R. Time-dependant fracture of cementitious materials. *HERON*, 45(4):255–273, 2000.
- [52] Blaauwendraad J. Lourenço P.B., Rots J.G. Continuum model for masonry: parameter estimation and validation. *Journal of Structural Engineering*, 124(6):642–652, June 1998.
- [53] Lourenço P.B. Orduna A. Cap model for limit analysis and strengthening of masonry structures. *Journal of Structural Engineering*, 129(10):1367–1375, October 2003.
- [54] Lourenço P.B. Anisotropic softening model for masonry plates and shells. *Journal of Structural Engineering*, 126(9):1008–1015, September 2000.
- [55] De Luca A. Giordano A., Mele E. Modelling of historical masonry structures: a comparison of different approaches through a case of study. *Engineering Structures*, (24):1057–1069, 2002.
- [56] Dimitry Papaioannu. Stabilità del Duomo di Parma: monitoraggio ed analisi numerica. Master's thesis, Università degli Studi di Parma, 2004.

Appendice A

Dati di monitoraggio e loro
elaborazioni

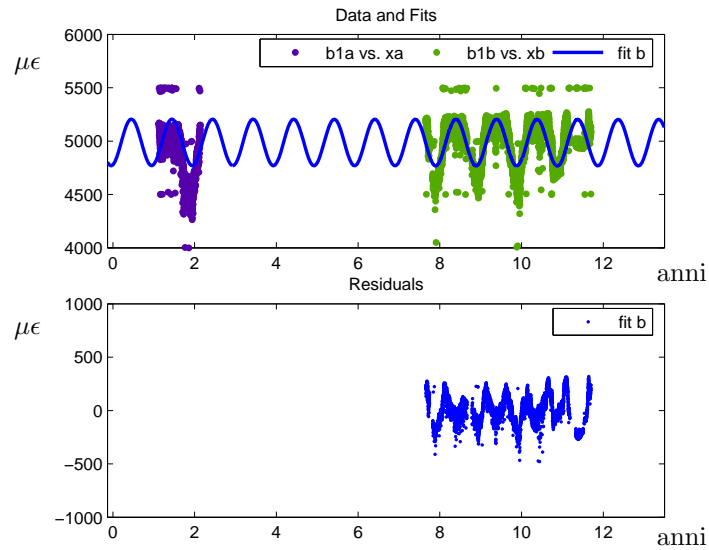


Figura A.1: Barra estensimetrica B1: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

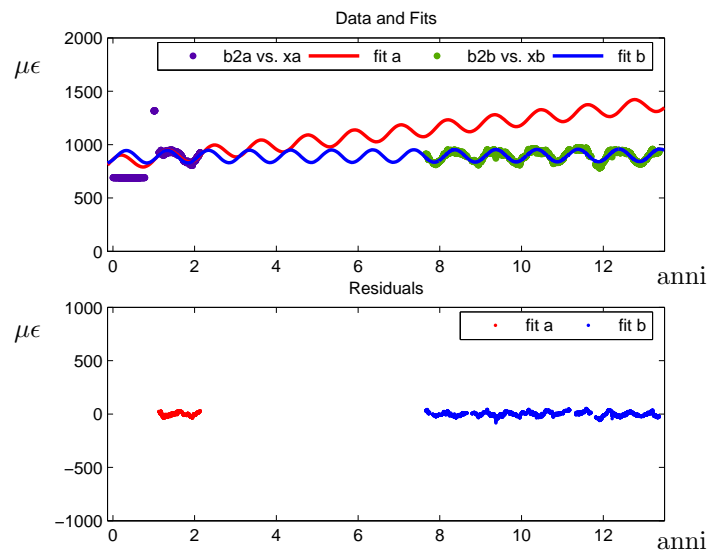


Figura A.2: Barra estensimetrica B2: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

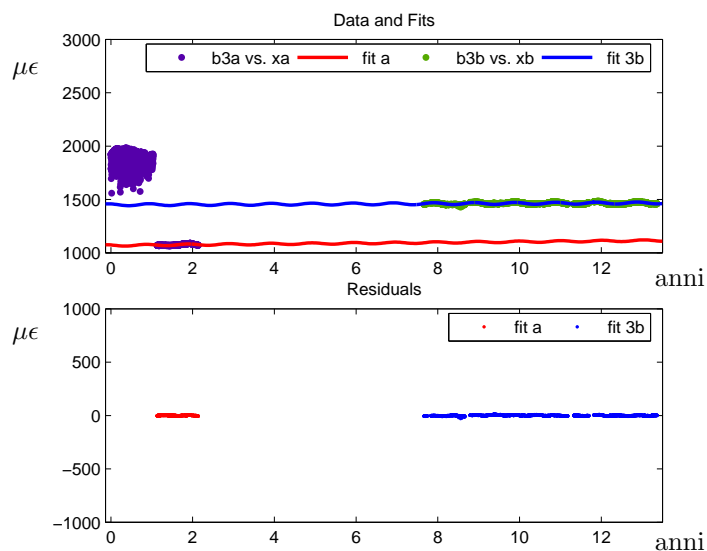


Figura A.3: Barra estensimetrica B3: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

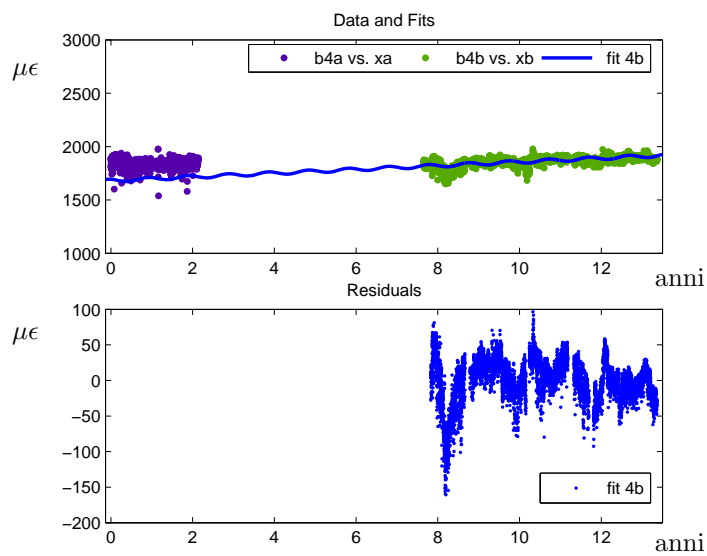


Figura A.4: Barra estensimetrica B4: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

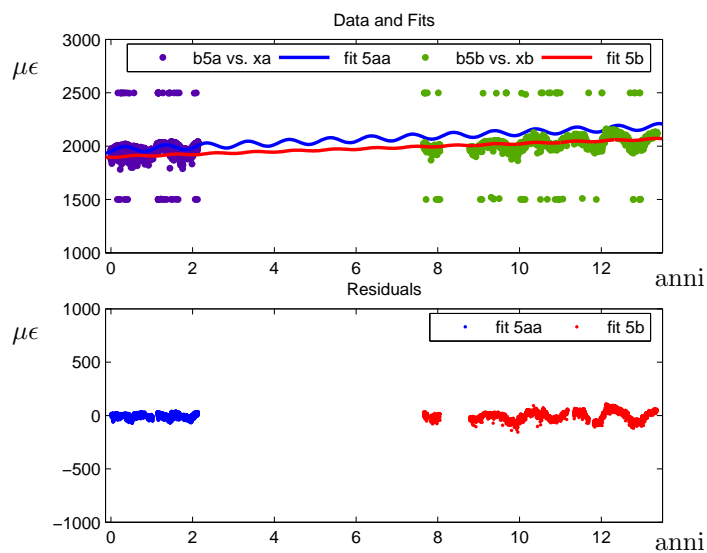


Figura A.5: Barra estensimetrica B5: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

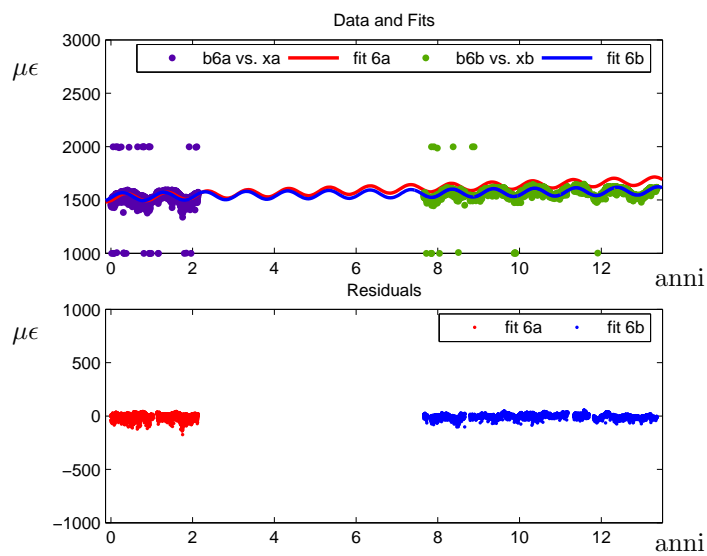


Figura A.6: Barra estensimetrica B6: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

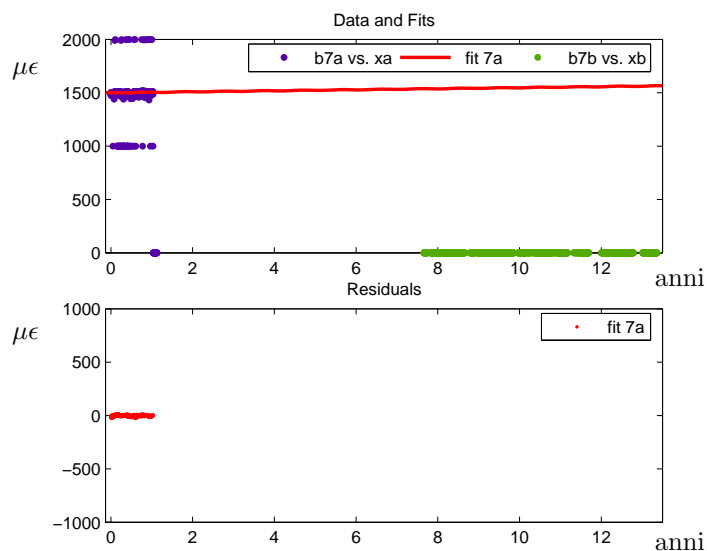


Figura A.7: Barra estensimetrica B7: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

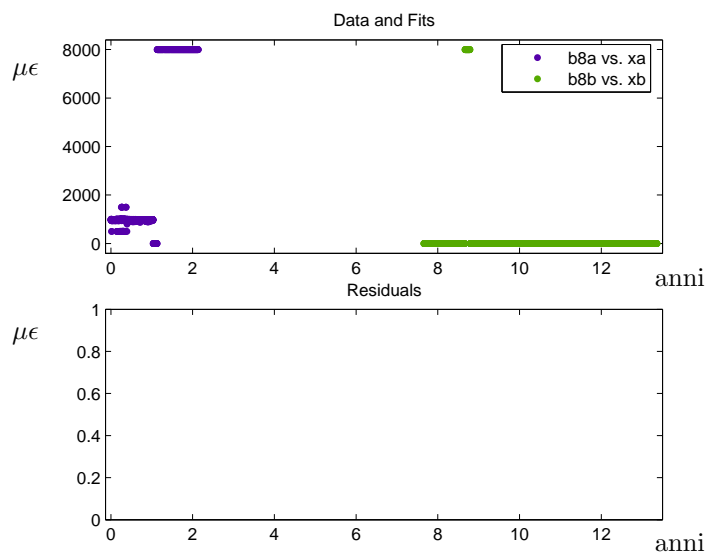


Figura A.8: Barra estensimetrica B8: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

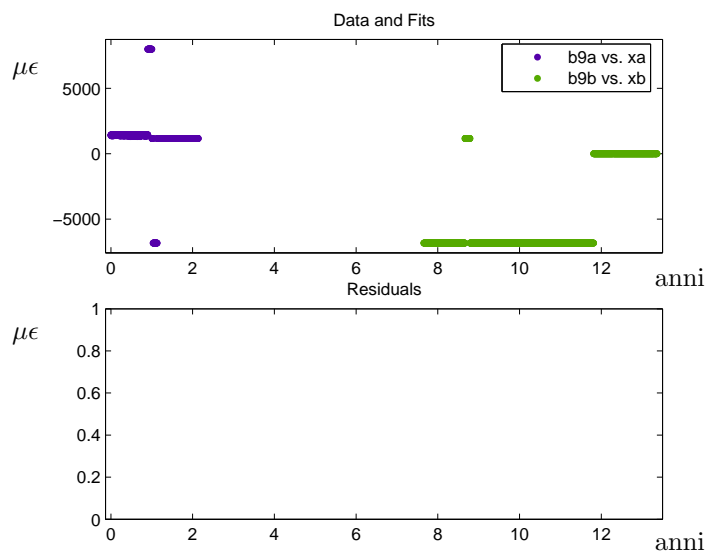


Figura A.9: Barra estensimetrica B9: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

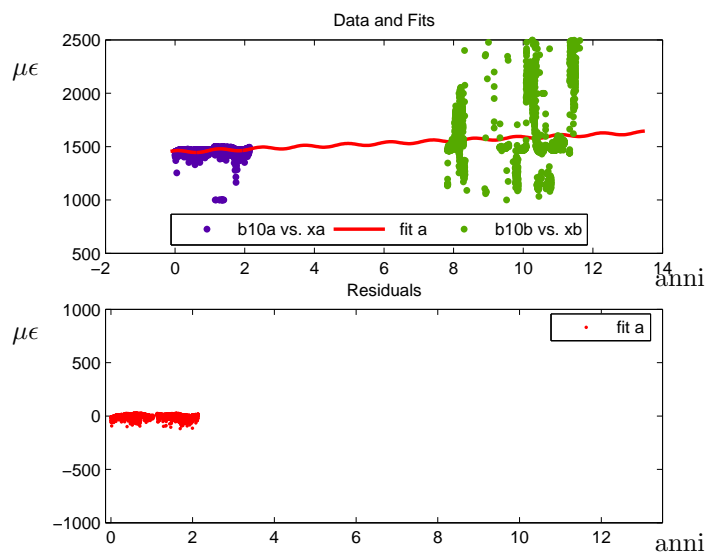


Figura A.10: Barra estensimetrica B10: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

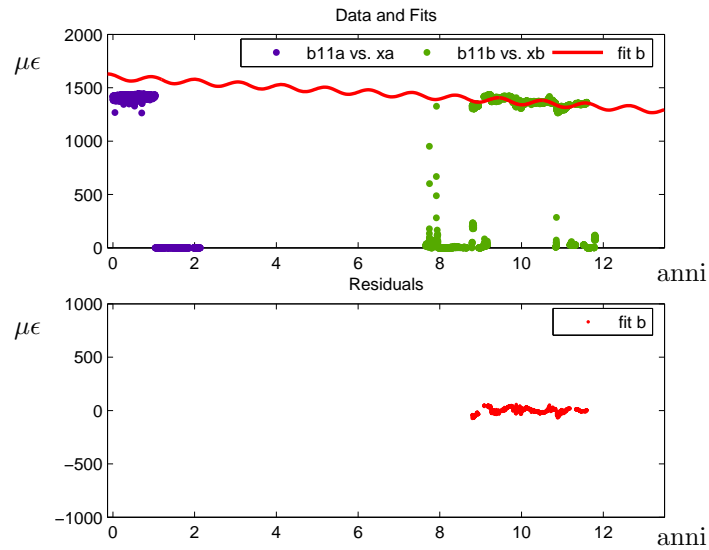


Figura A.11: Barra estensimetrica B11: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

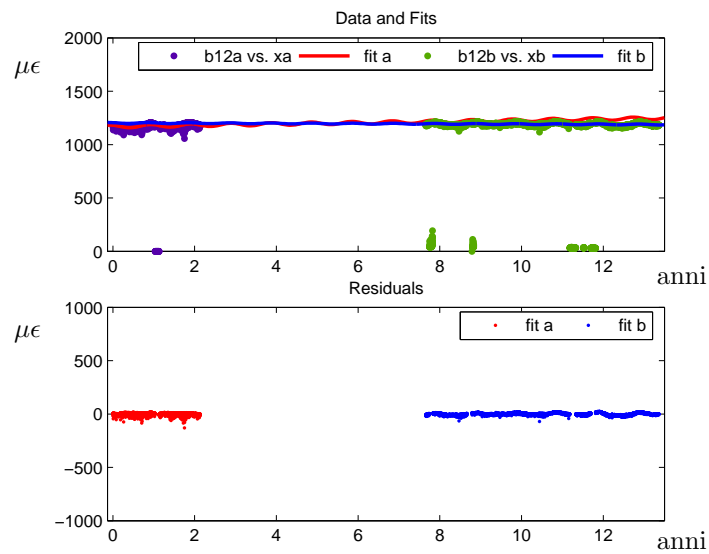


Figura A.12: Barra estensimetrica B12: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

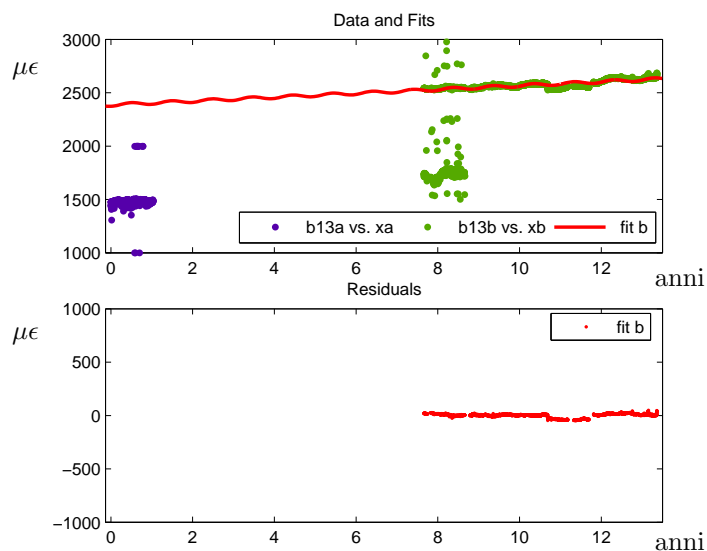


Figura A.13: Barra estensimetrica B13: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

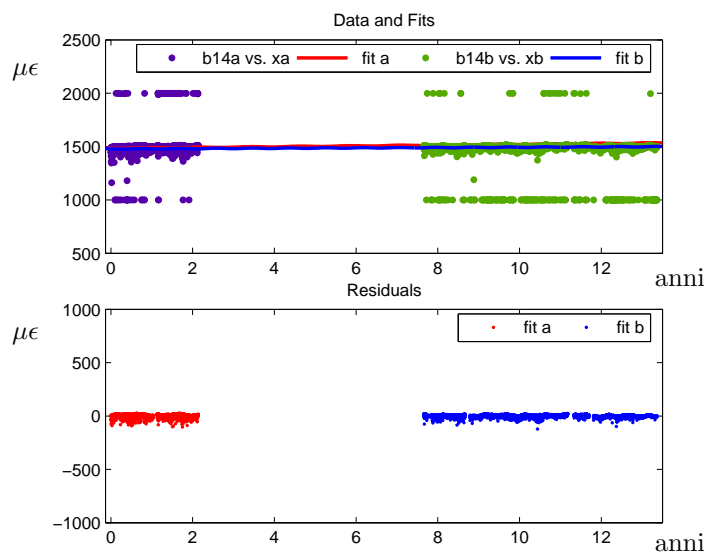


Figura A.14: Barra estensimetrica B14: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

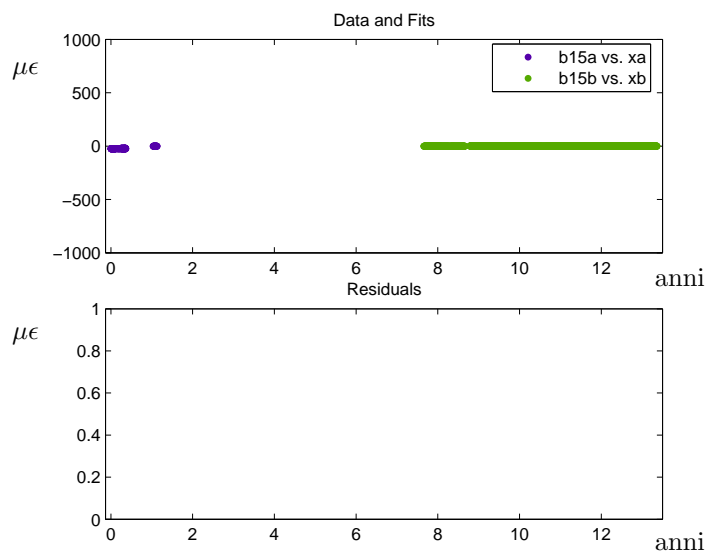


Figura A.15: Barra estensimetrica B15: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

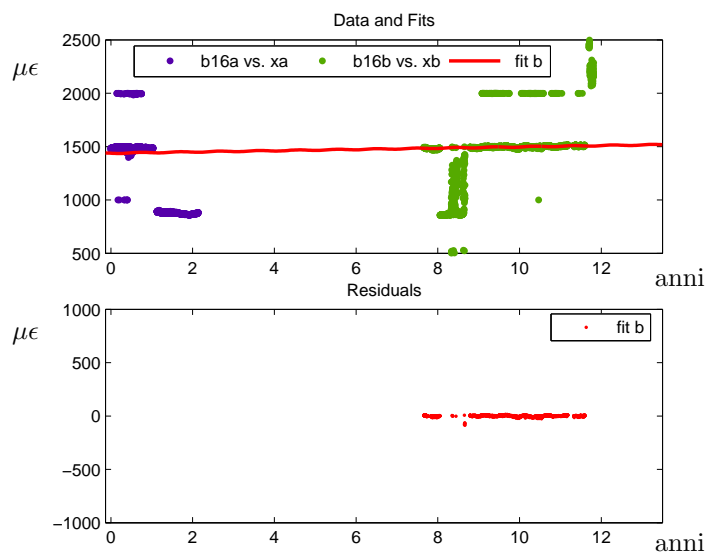


Figura A.16: Barra estensimetrica B16: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

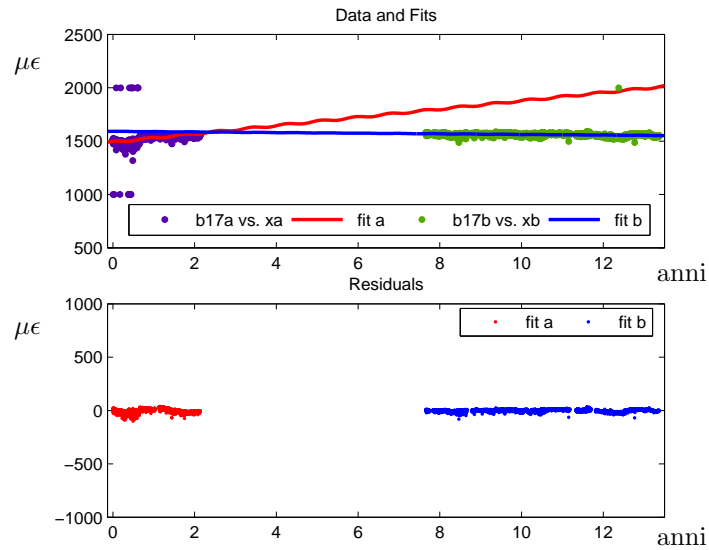


Figura A.17: Barra estensimetrica B17: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

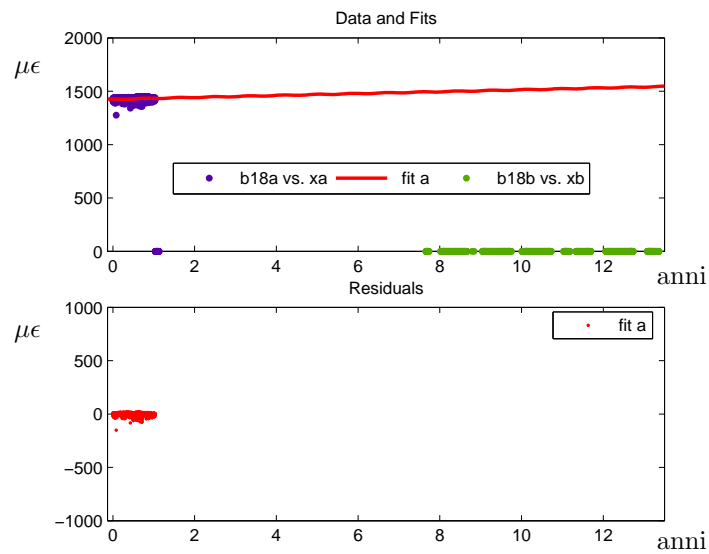


Figura A.18: Barra estensimetrica B18: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

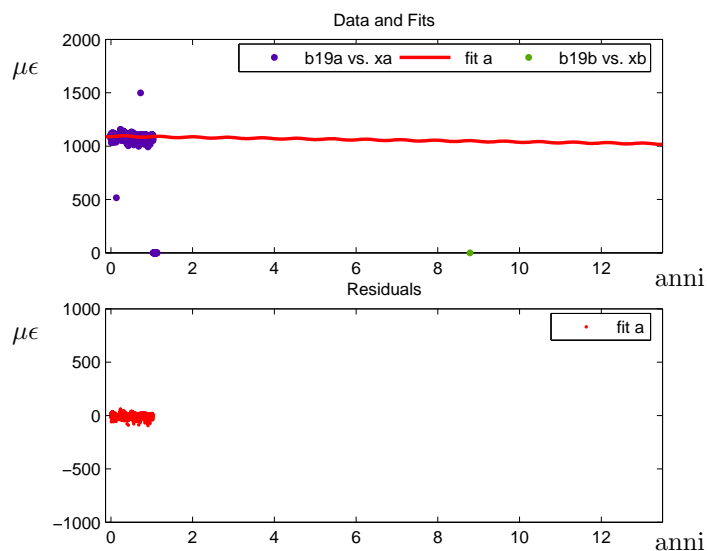


Figura A.19: Barra estensimetrica B19: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

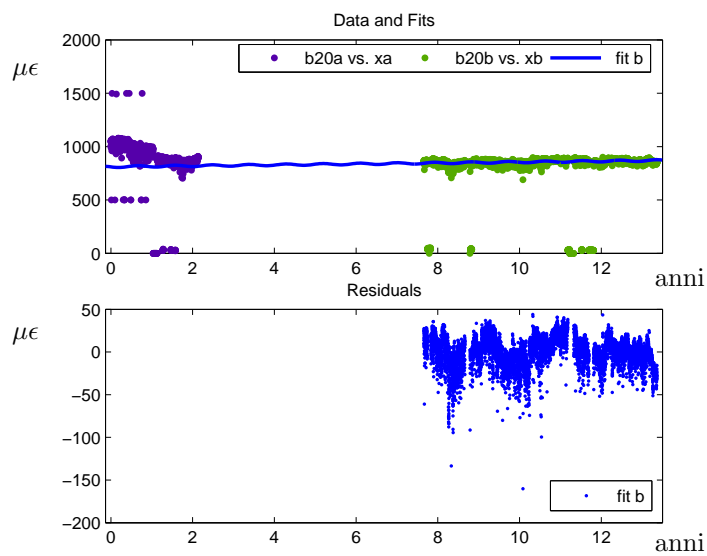


Figura A.20: Barra estensimetrica B20: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

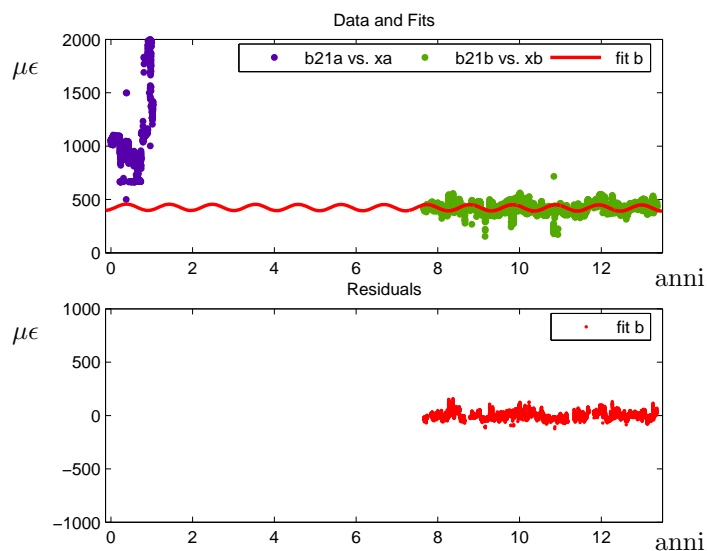


Figura A.21: Barra estensimetrica B21: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

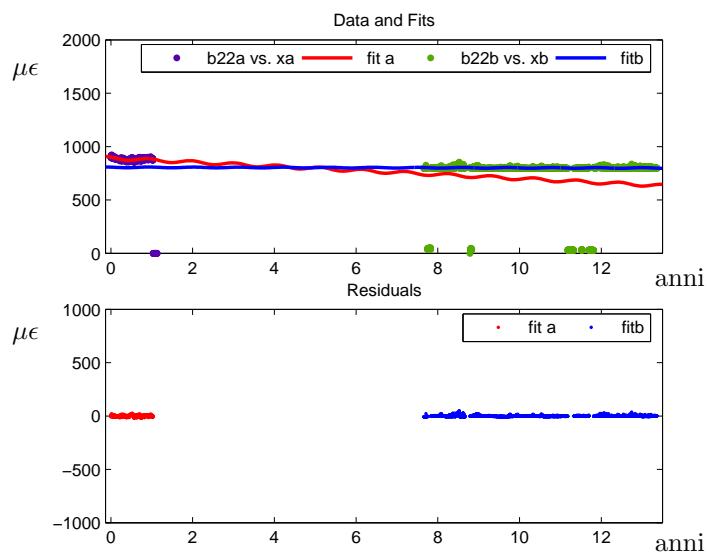


Figura A.22: Barra estensimetrica B22: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

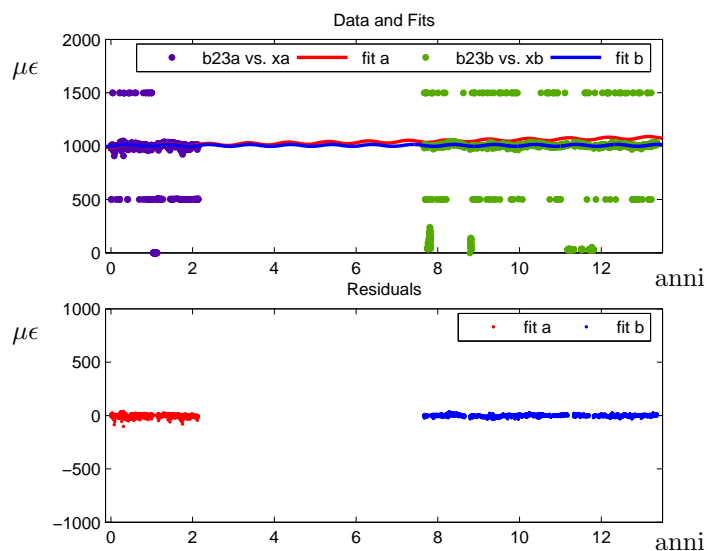


Figura A.23: Barra estensimetrica B23: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

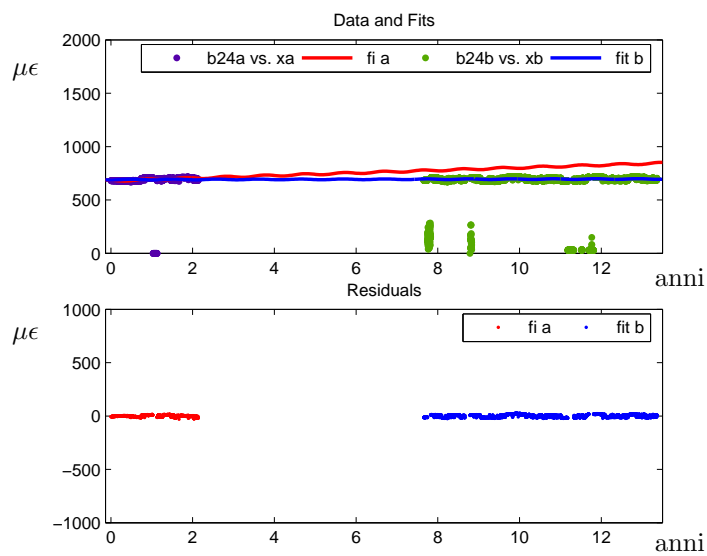


Figura A.24: Barra estensimetrica B24: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

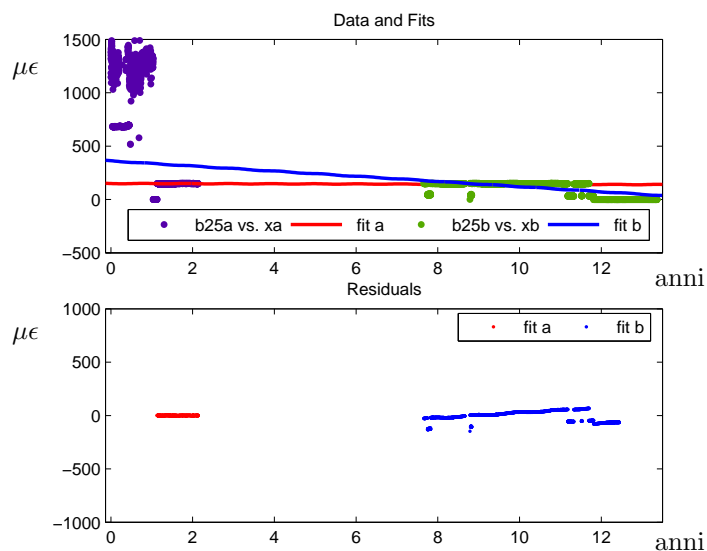


Figura A.25: Barra estensimetrica B25: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

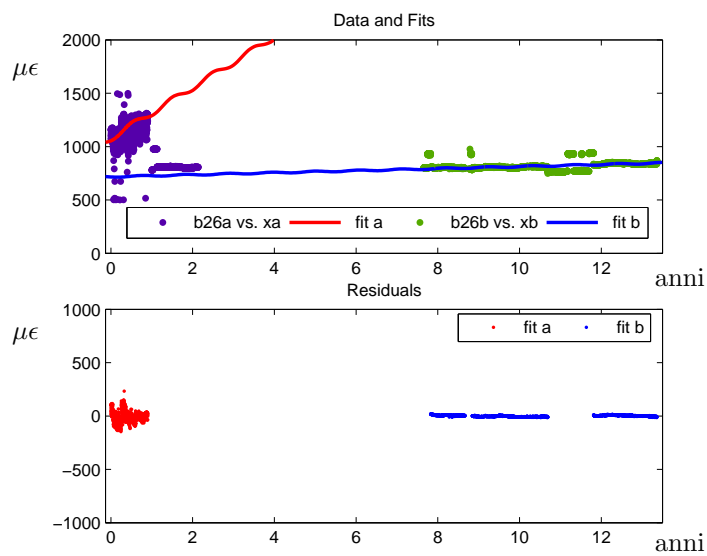


Figura A.26: Barra estensimetrica B26: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

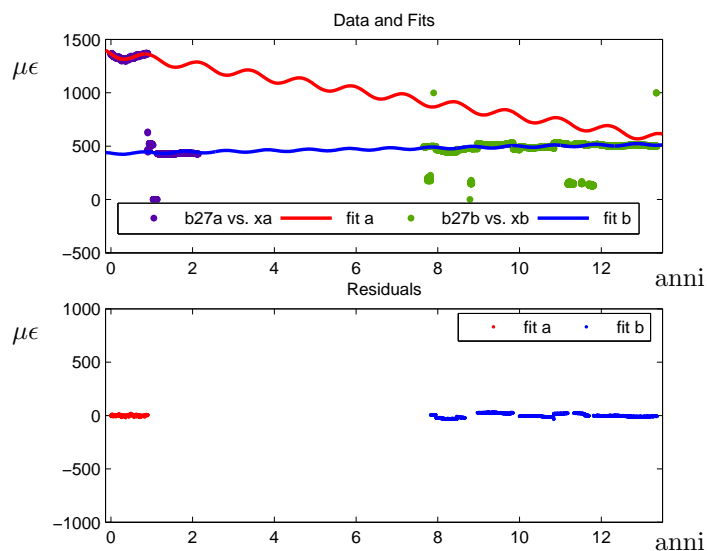


Figura A.27: Barra estensimetrica B27: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

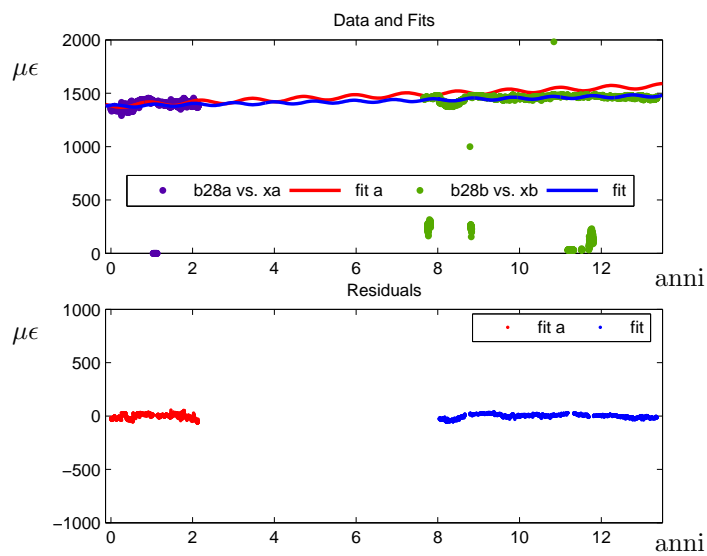


Figura A.28: Barra estensimetrica B28: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

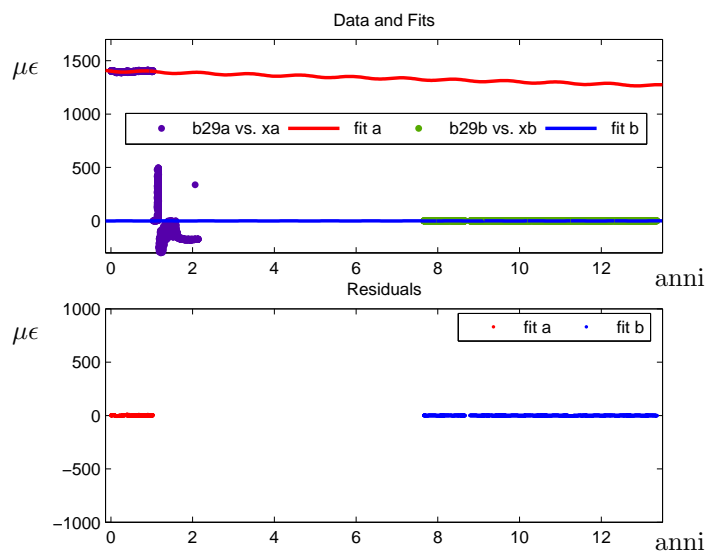


Figura A.29: Barra estensimetrica B29: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

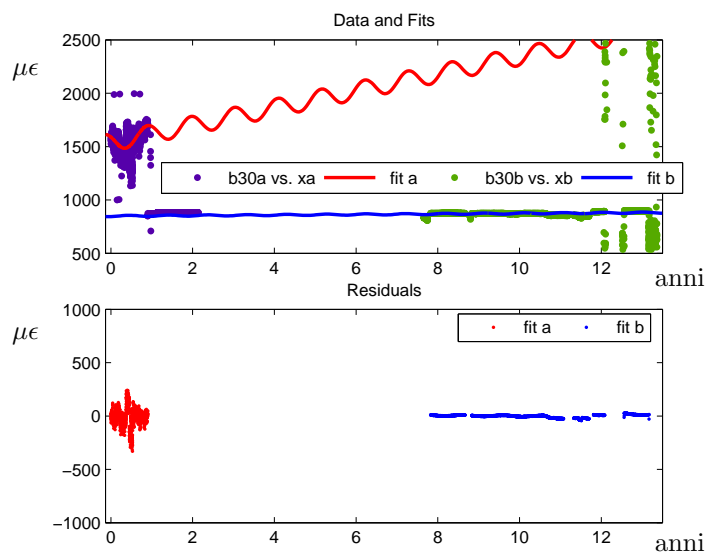


Figura A.30: Barra estensimetrica B30: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

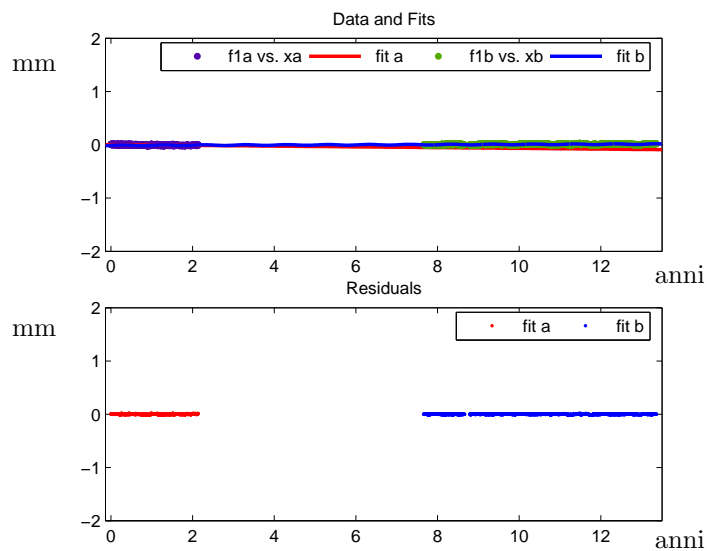


Figura A.31: Fessurimetro F1: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

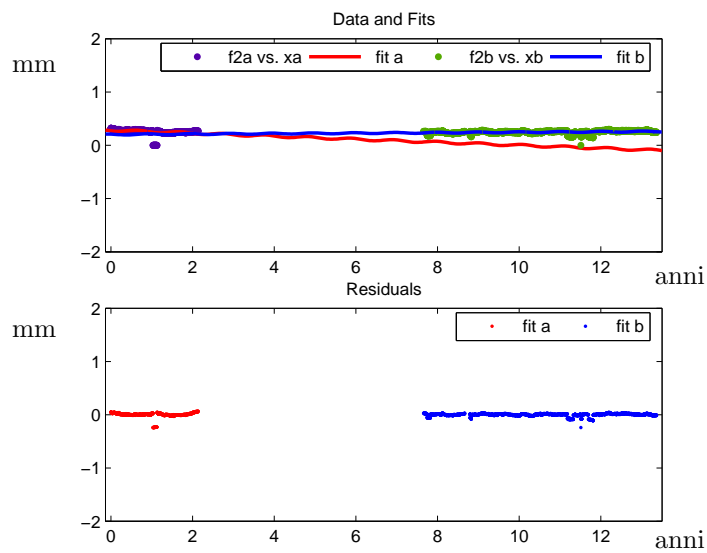


Figura A.32: Fessurimetro F2: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

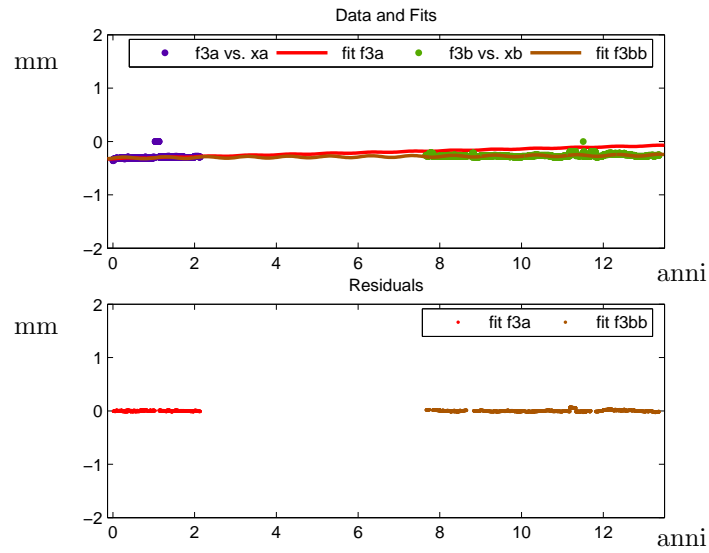


Figura A.33: Fessurimetro F3: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

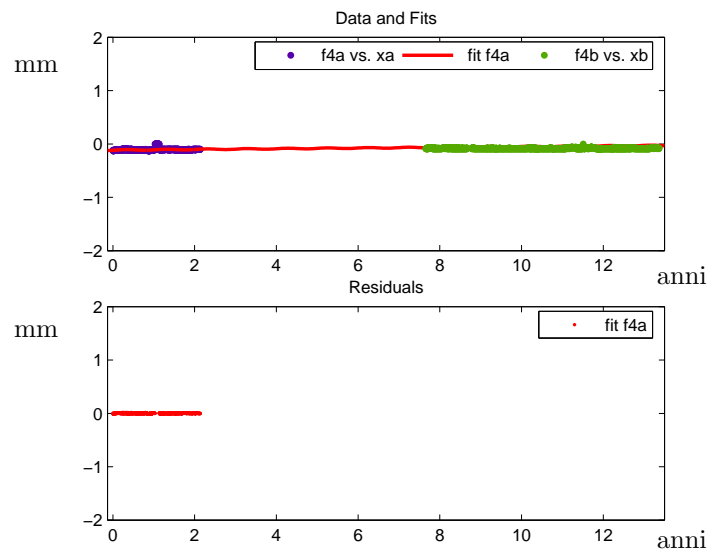


Figura A.34: Fessurimetro F4: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

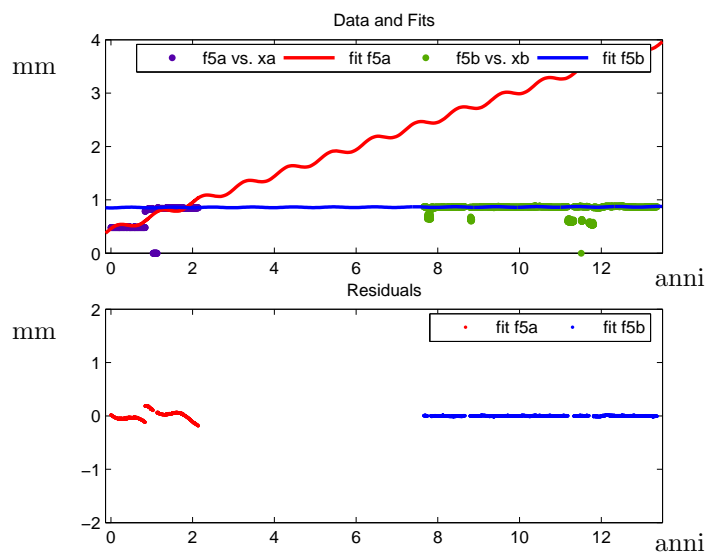


Figura A.35: Fessurimetro F5: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

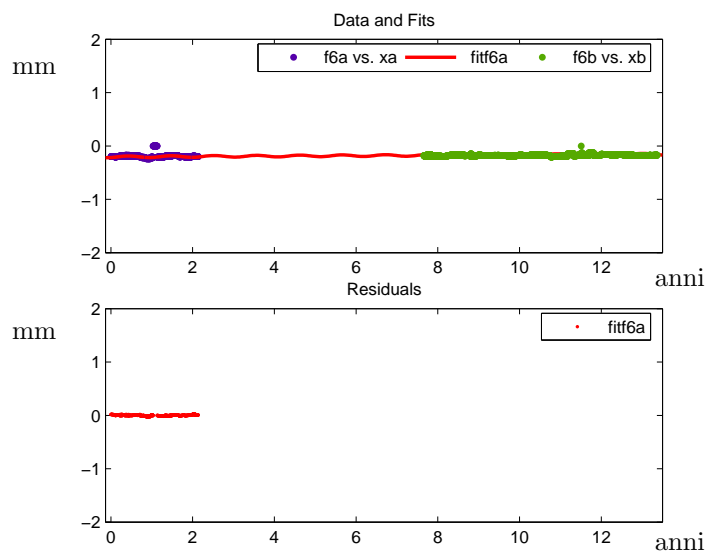


Figura A.36: Fessurimetro F6: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

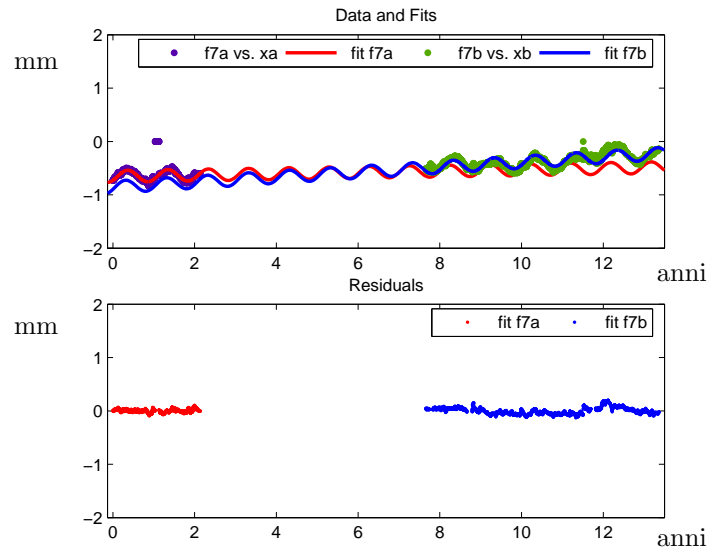


Figura A.37: Fessurimetro F7: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

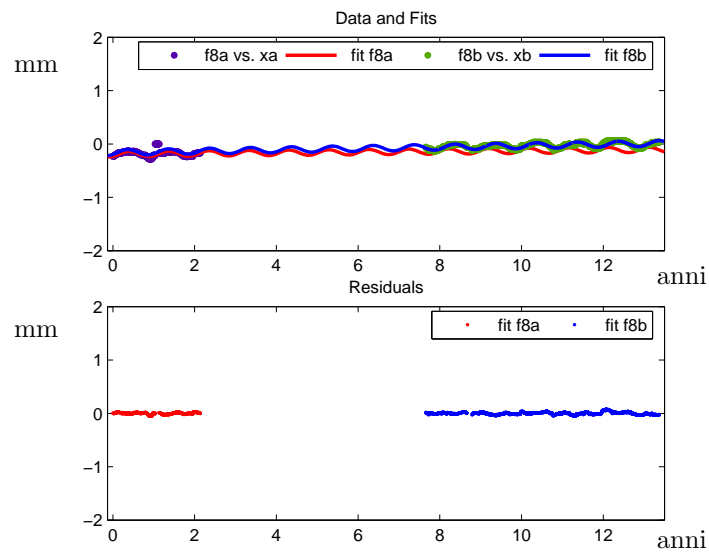


Figura A.38: Fessurimetro F8: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

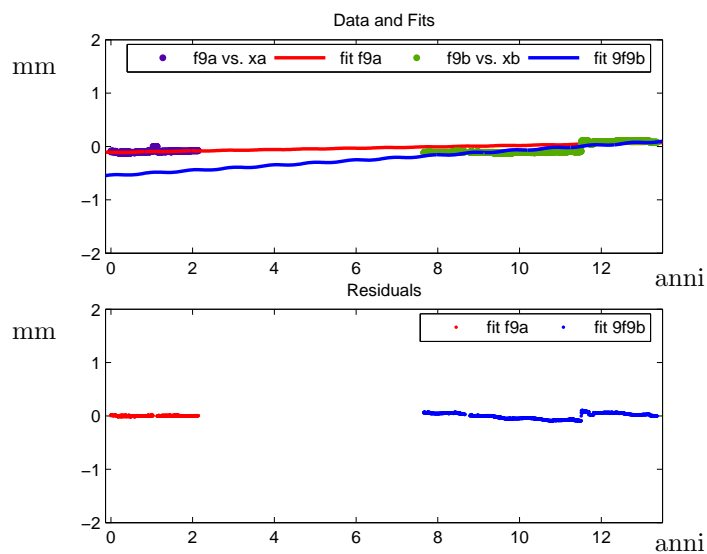


Figura A.39: Fessurimetro F9: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

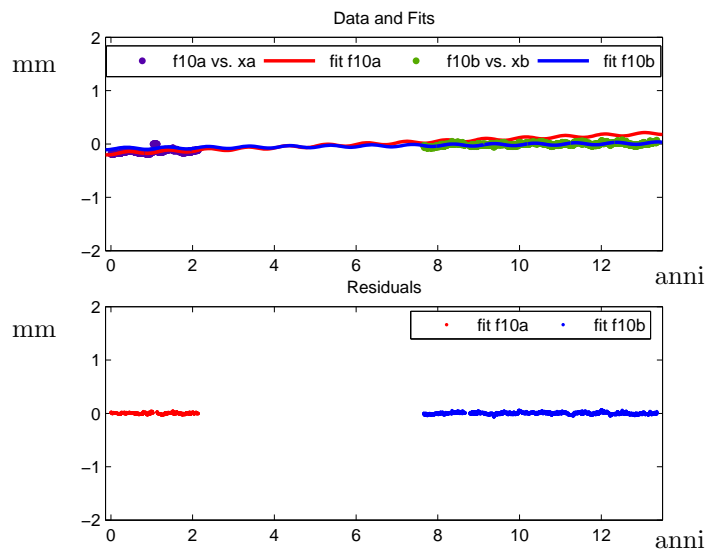


Figura A.40: Fessurimetro F10: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

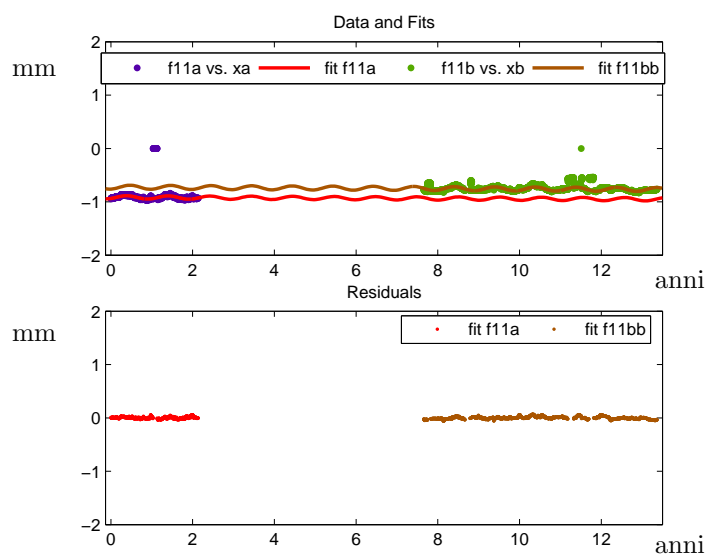


Figura A.41: Fessurimetro F11: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

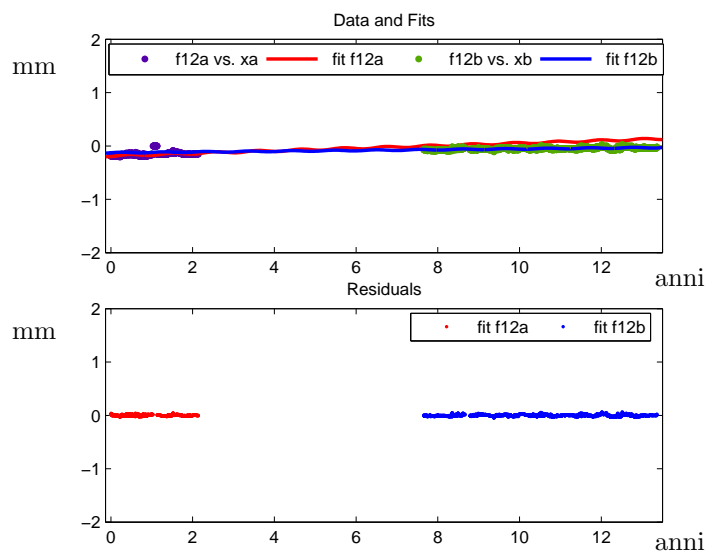


Figura A.42: Fessurimetro F12: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

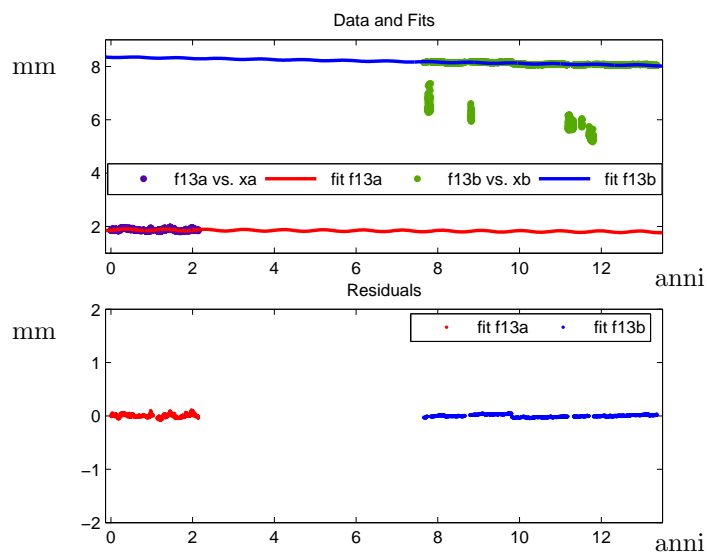


Figura A.43: Fessurimetro F13: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

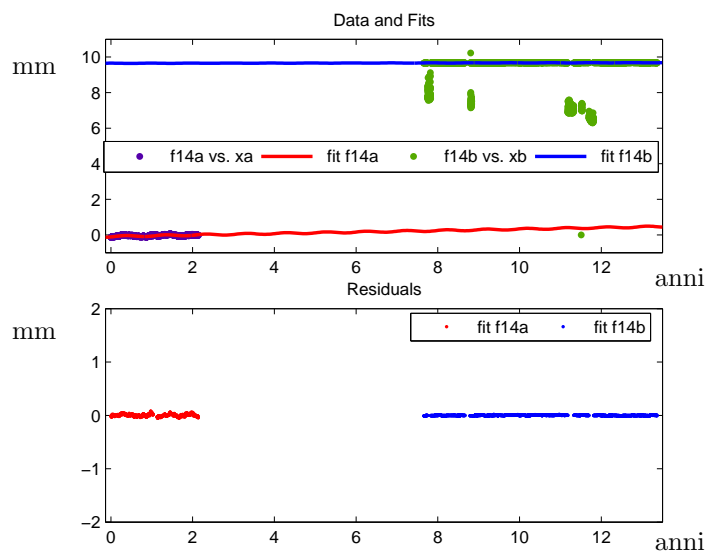


Figura A.44: Fessurimetro F14: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

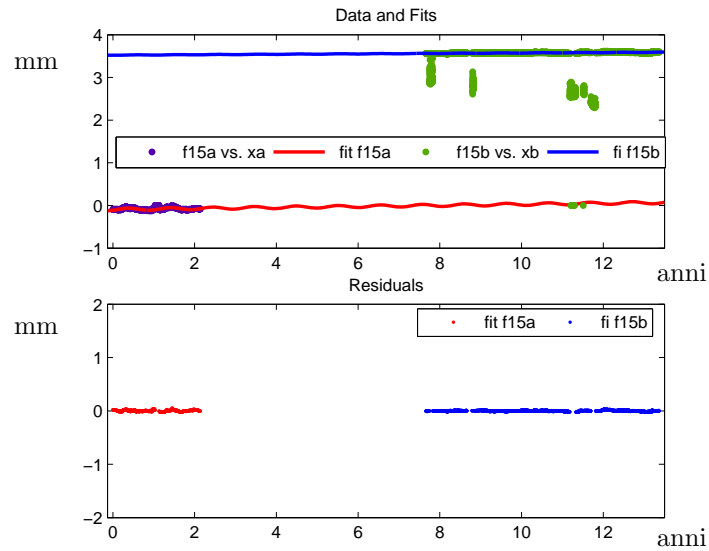


Figura A.45: Fessurimetro F15: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

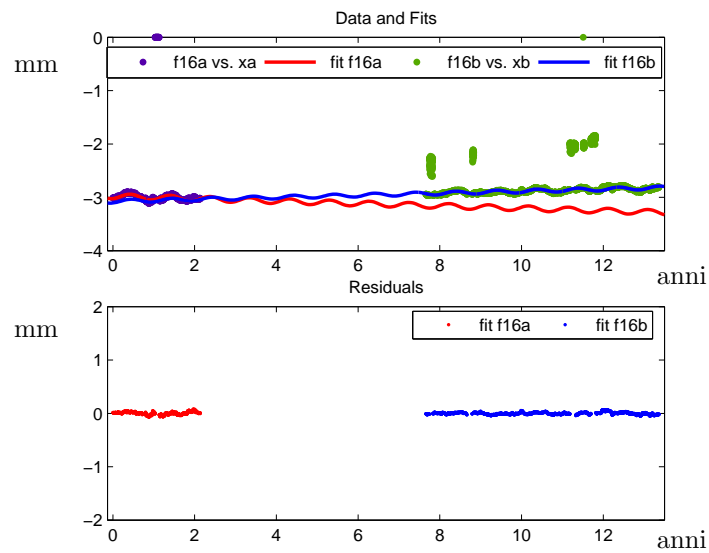


Figura A.46: Fessurimetro F16: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

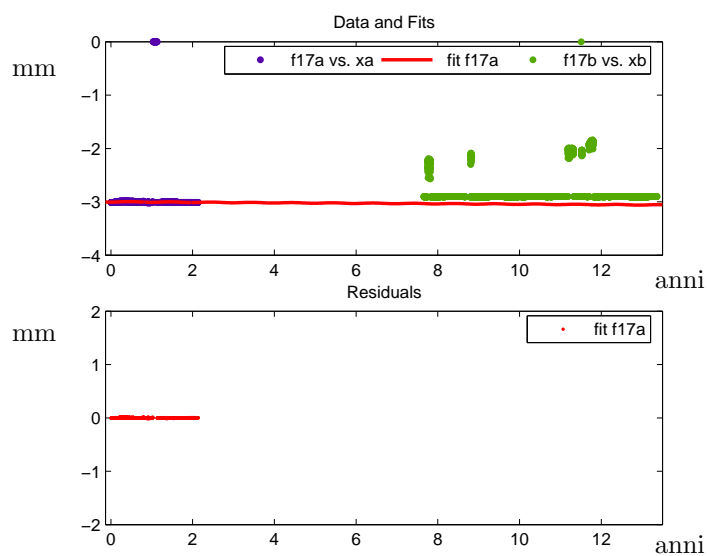


Figura A.47: Fessurimetro F17: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

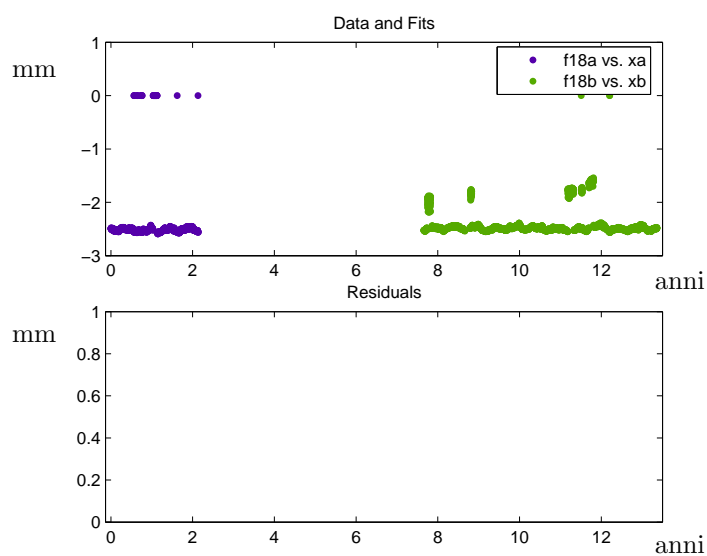


Figura A.48: Fessurimetro F18: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

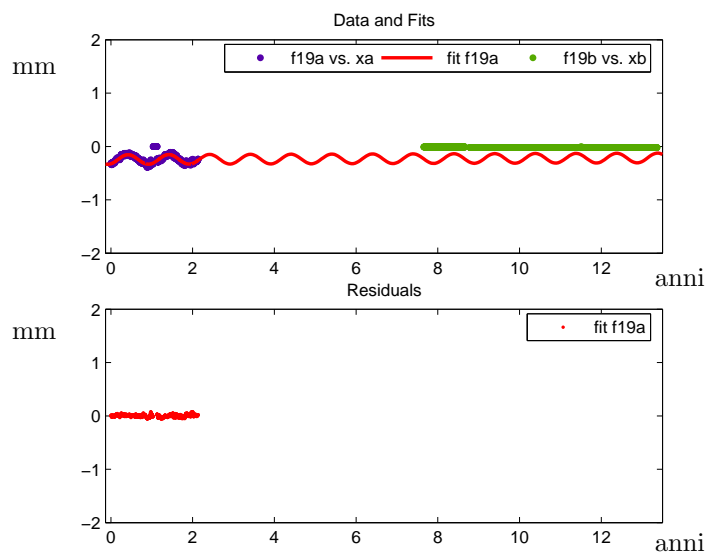


Figura A.49: Fessurimetro F19: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

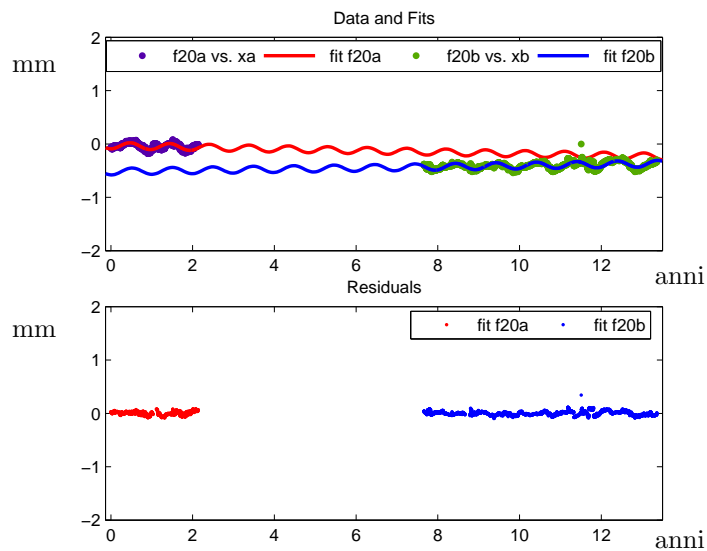


Figura A.50: Fessurimetro F20: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

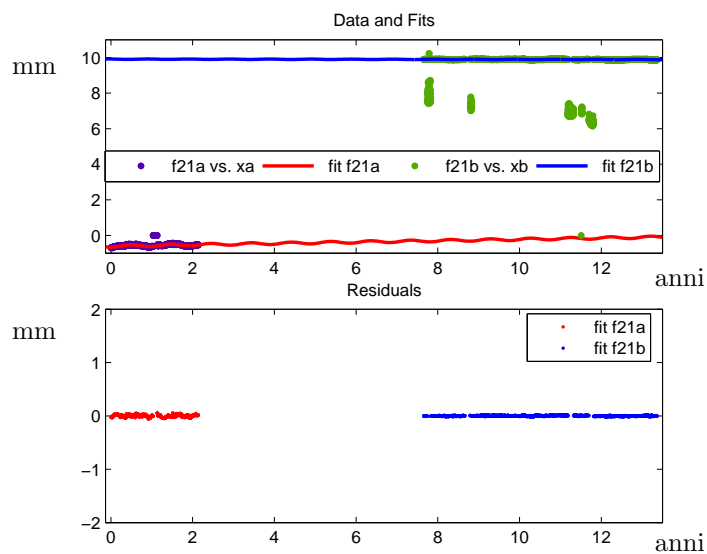


Figura A.51: Fessurimetro F21: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

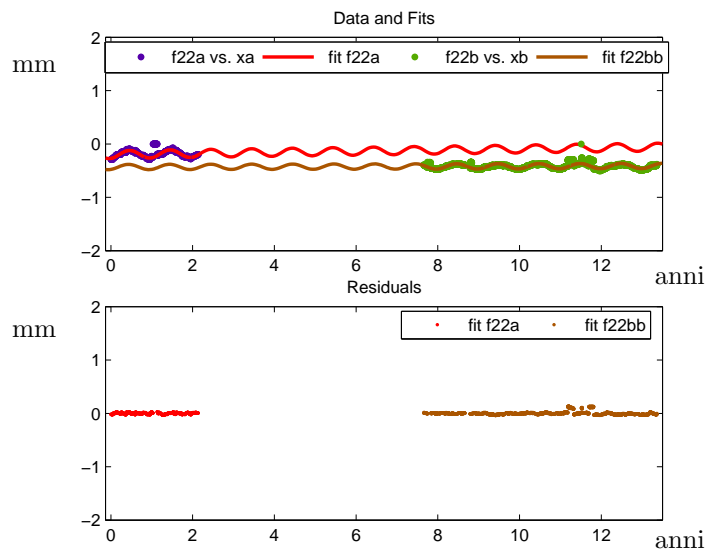


Figura A.52: Fessurimetro F22: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

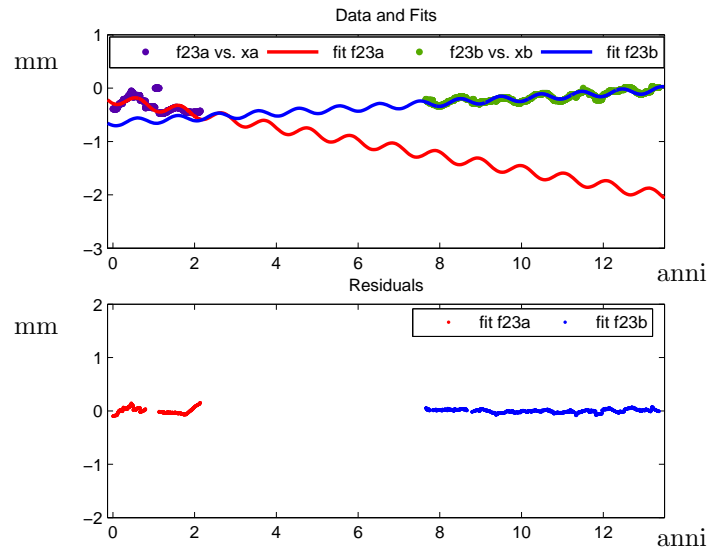


Figura A.53: Fessurimetro F23: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

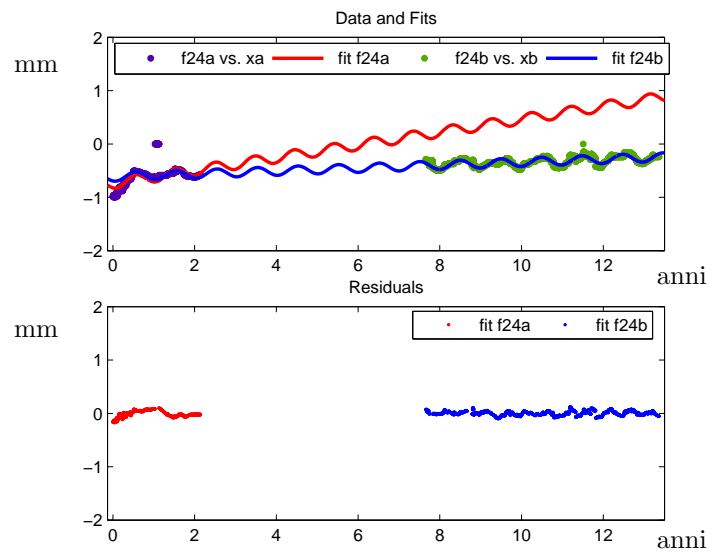


Figura A.54: Fessurimetro F24: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

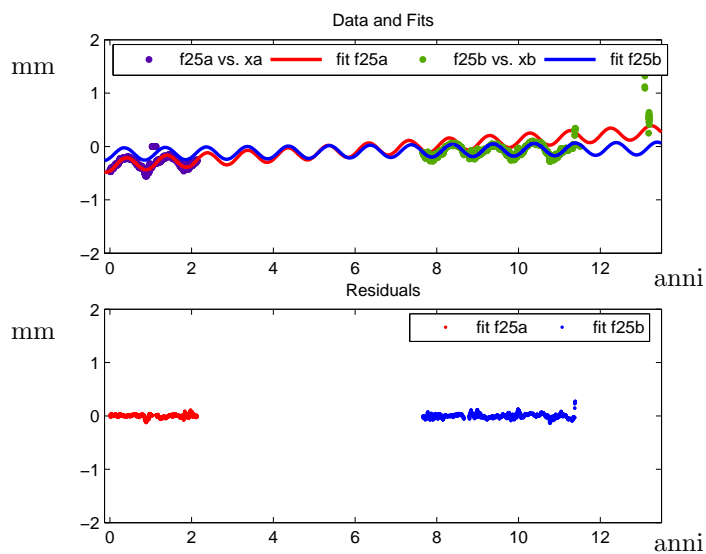


Figura A.55: Fessurimetro F25: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

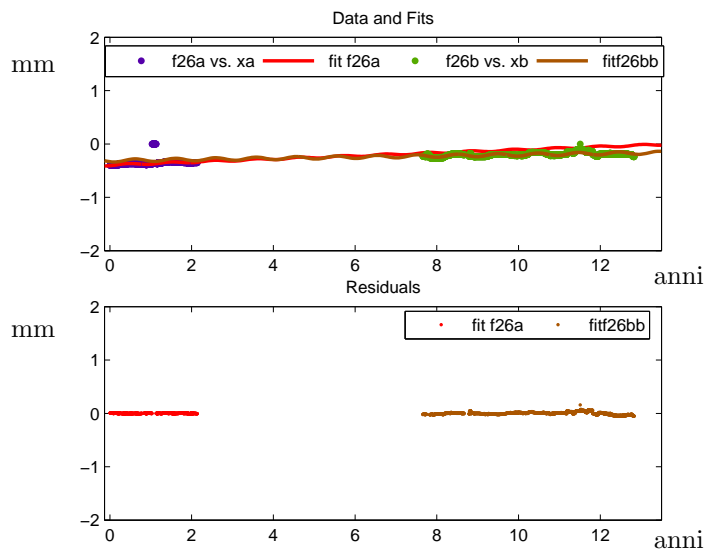


Figura A.56: Fessurimetro F26: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

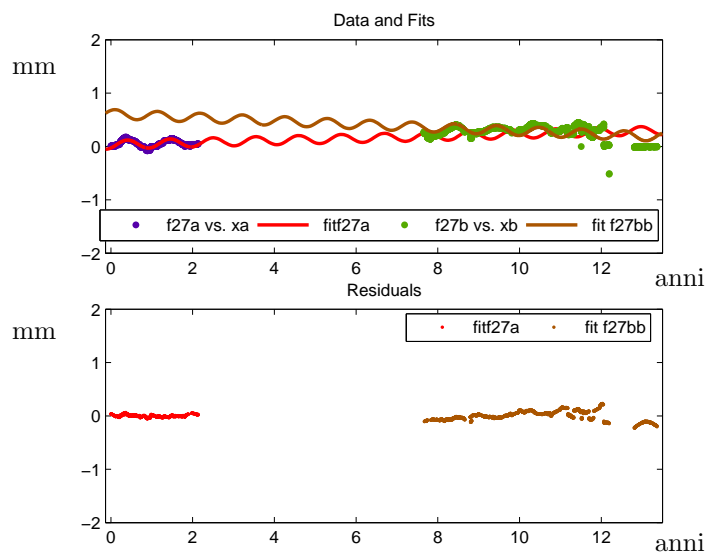


Figura A.57: Fessurimetro F27: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

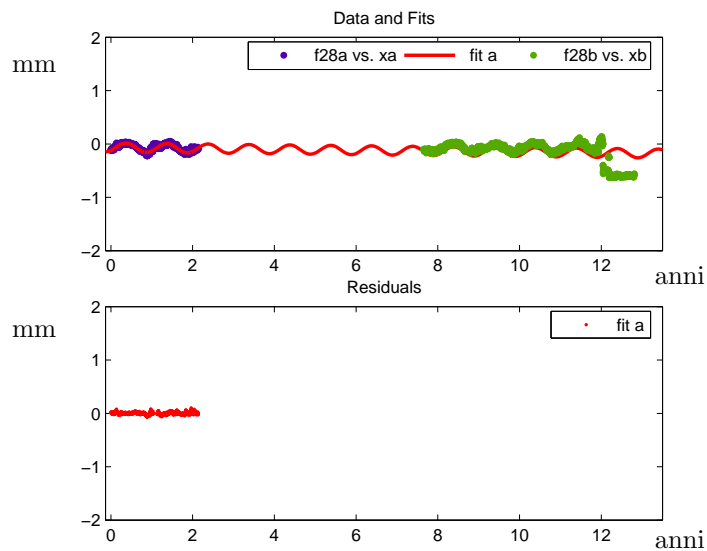


Figura A.58: Fessurimetro F28: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

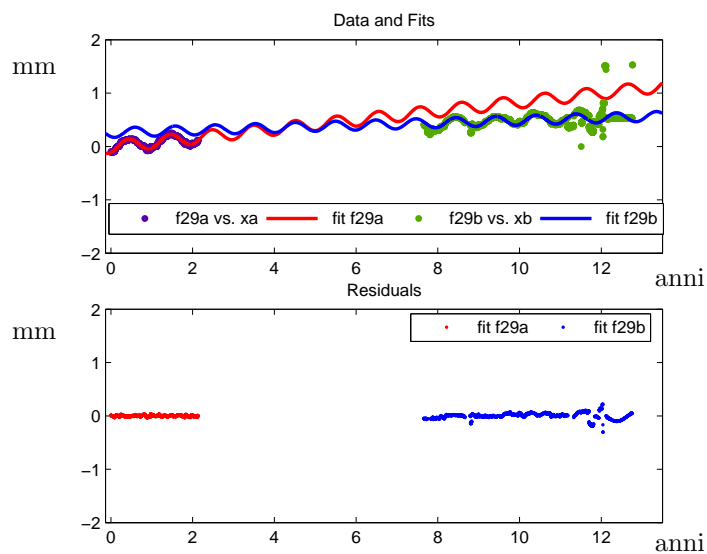


Figura A.59: Fessurimetro F29: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

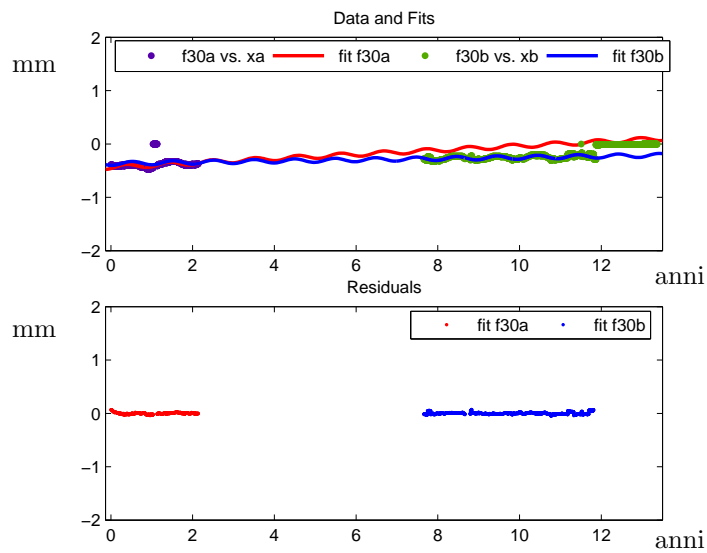


Figura A.60: Fessurimetro F30: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

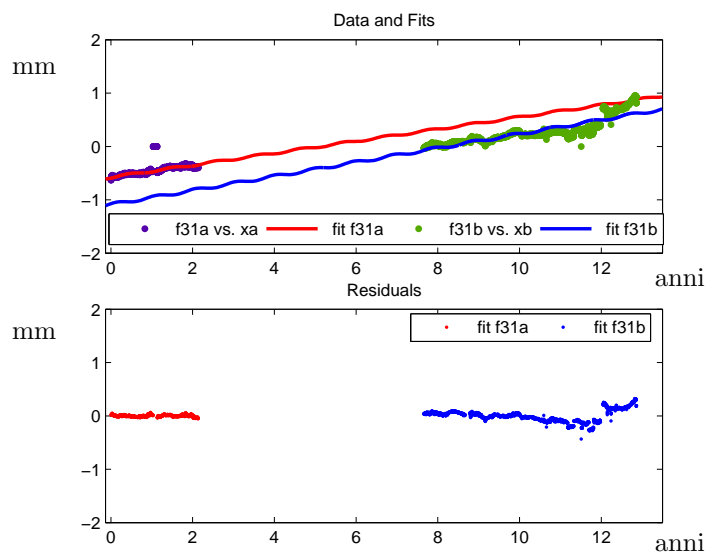


Figura A.61: Fessurimetro F31: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

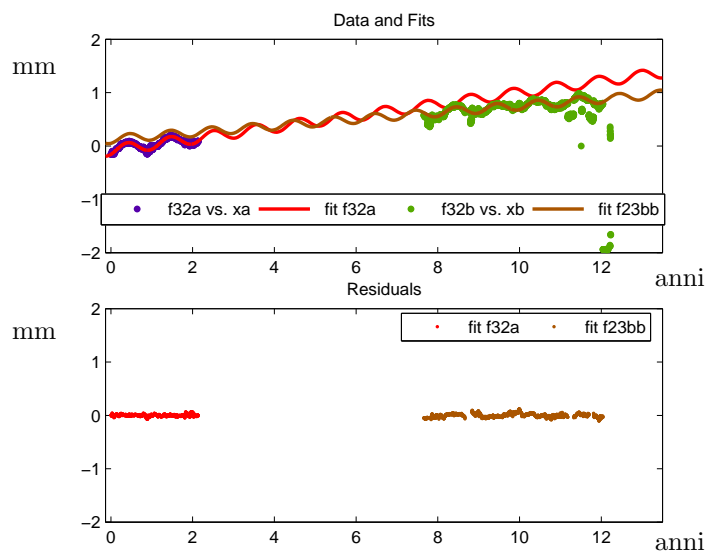


Figura A.62: Fessurimetro F32: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

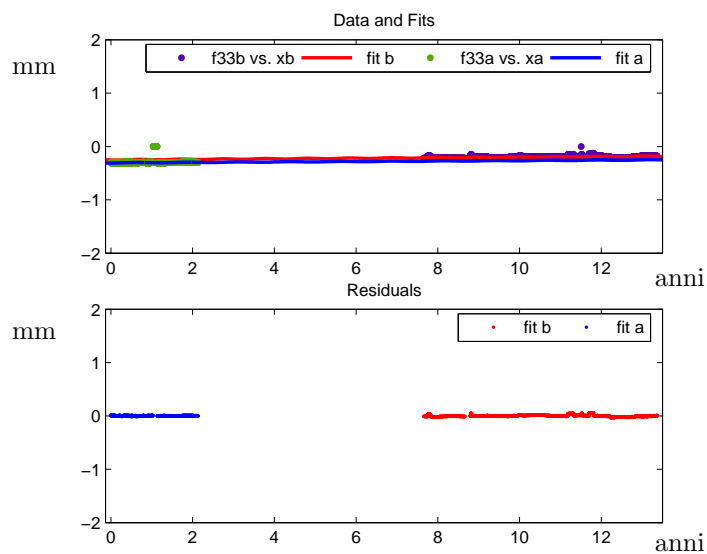


Figura A.63: Fessurimetro F33: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

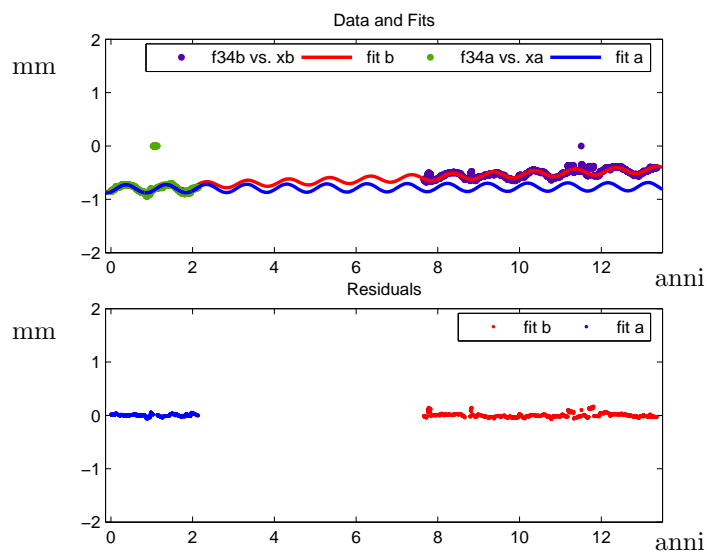


Figura A.64: Fessurimetro F34: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

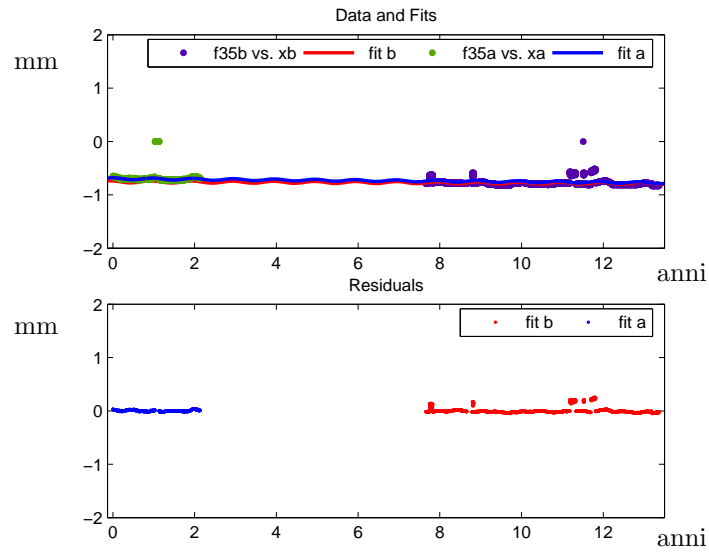


Figura A.65: Fessurimetro F35: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

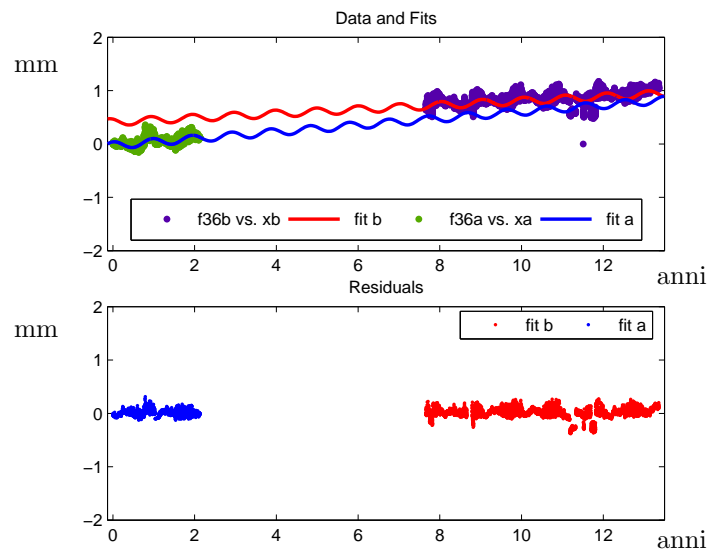


Figura A.66: Fessurimetro F36: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

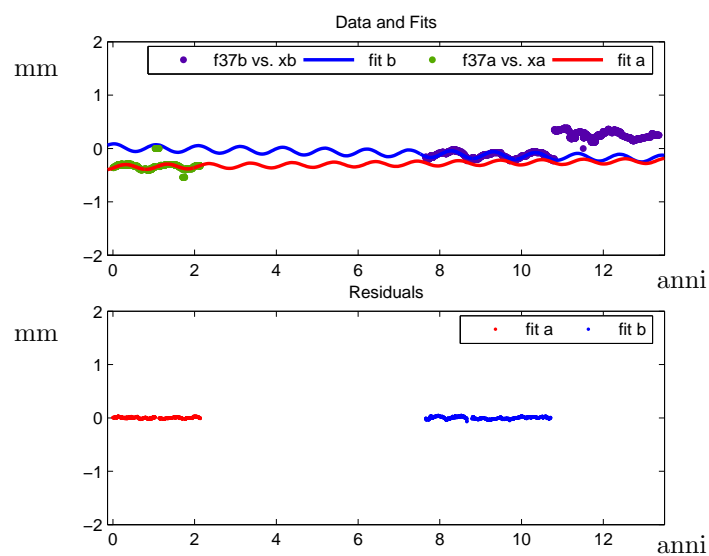


Figura A.67: Fessurimetro F37: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

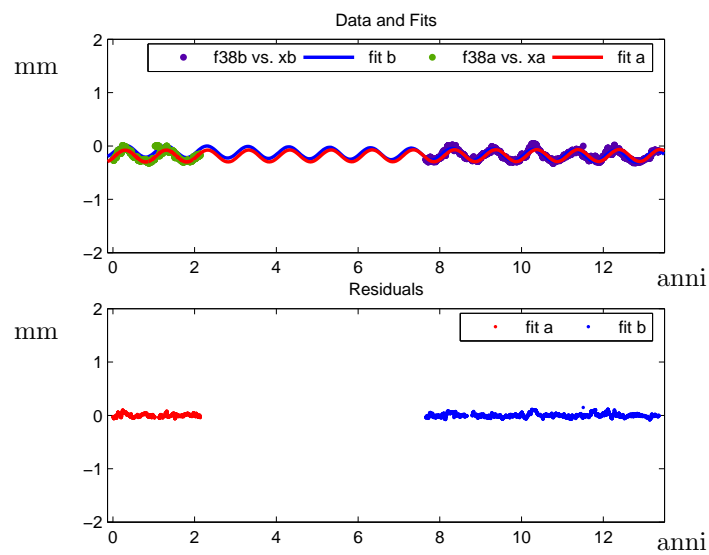


Figura A.68: Fessurimetro F38: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

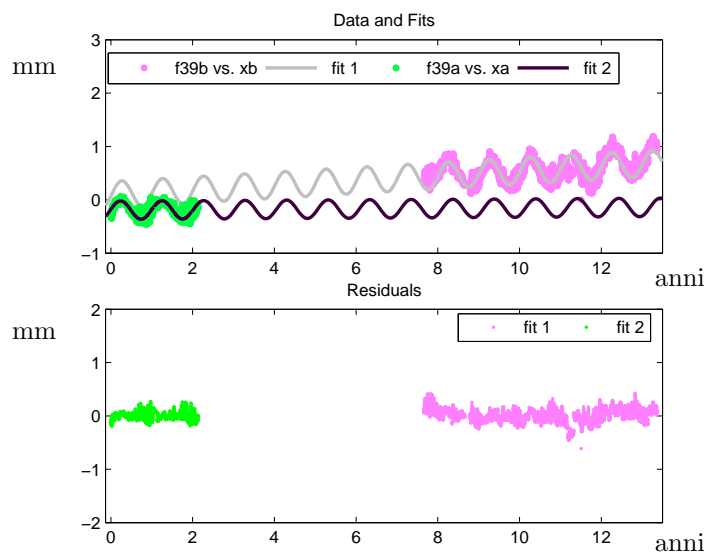


Figura A.69: Fessurimetro F39: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

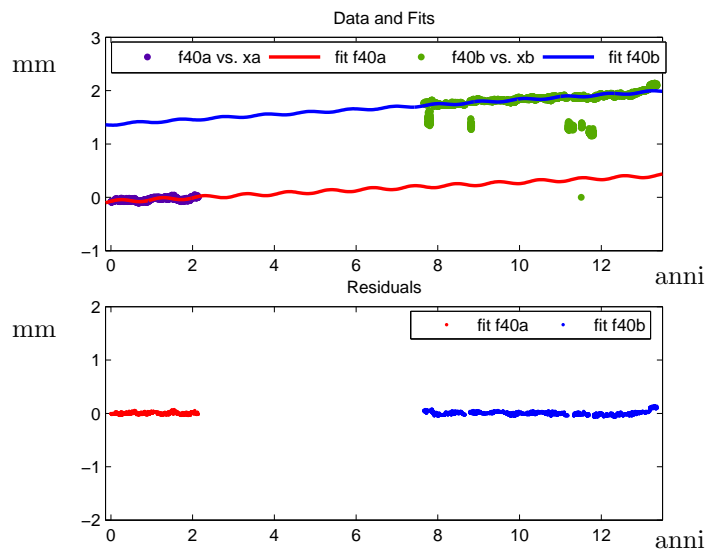


Figura A.70: Fessurimetro F40: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

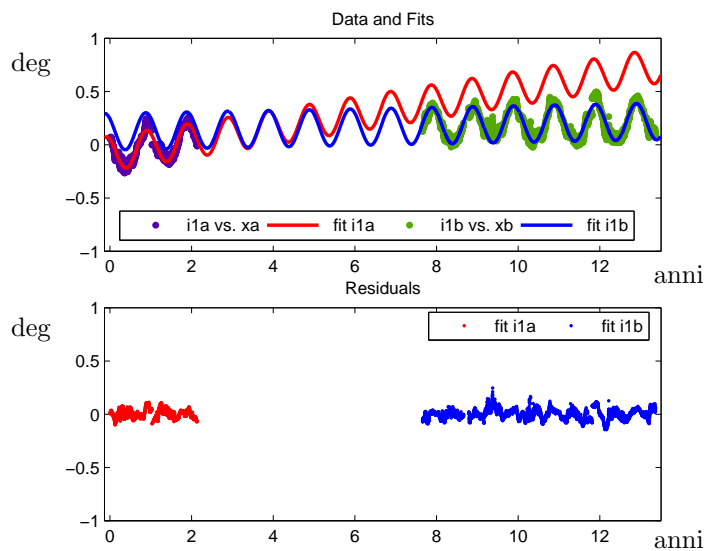


Figura A.71: Inclinatorio I1: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

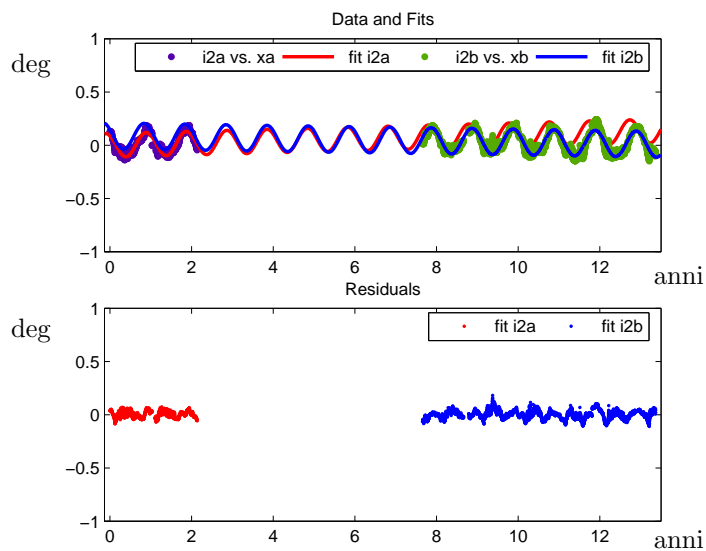


Figura A.72: Inclinatorio I2: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

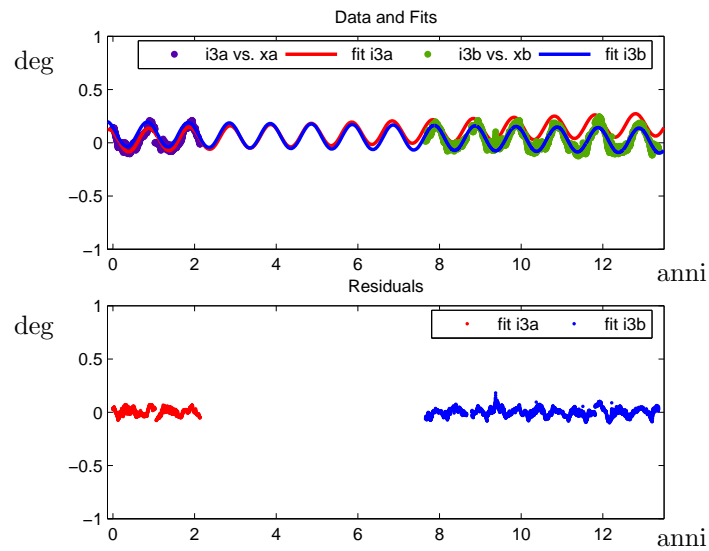


Figura A.73: Inclinatorio I3: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

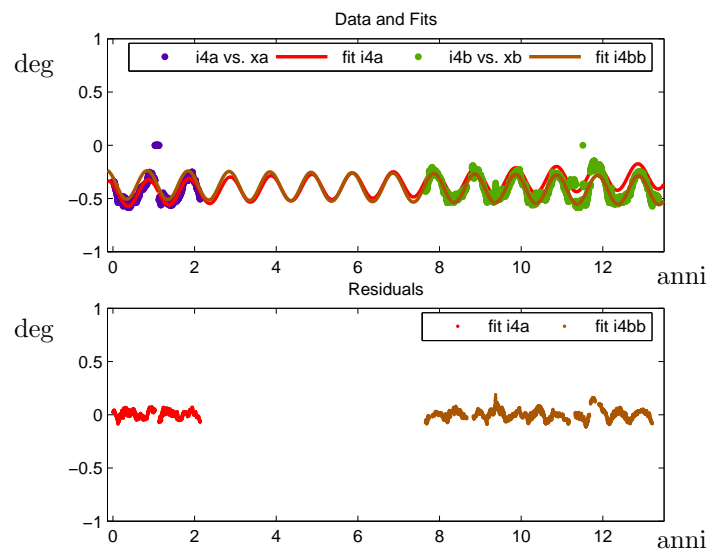


Figura A.74: Inclinatorio I4: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

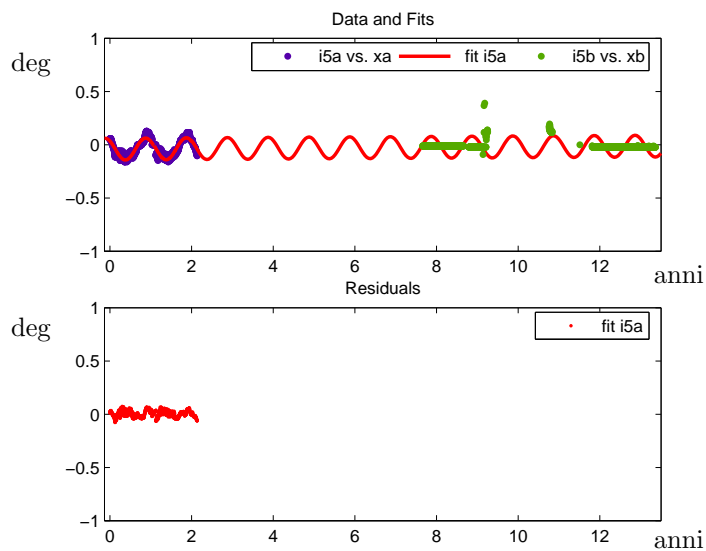


Figura A.75: Inclinatorio I5: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

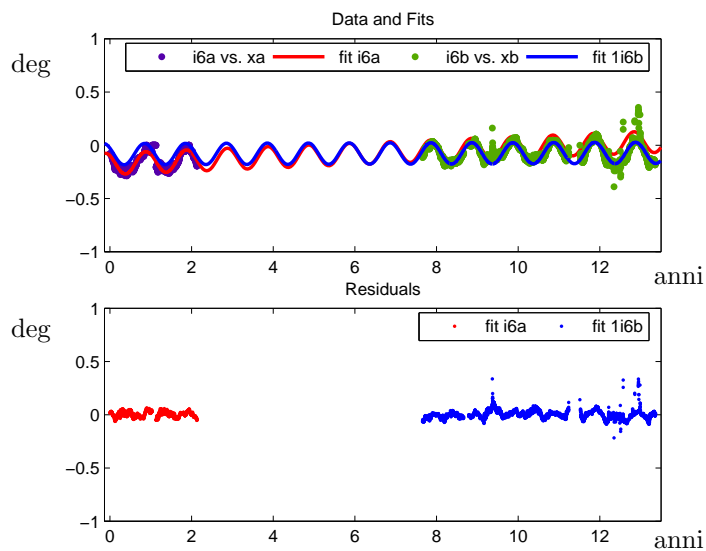


Figura A.76: Inclinatorio I6: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

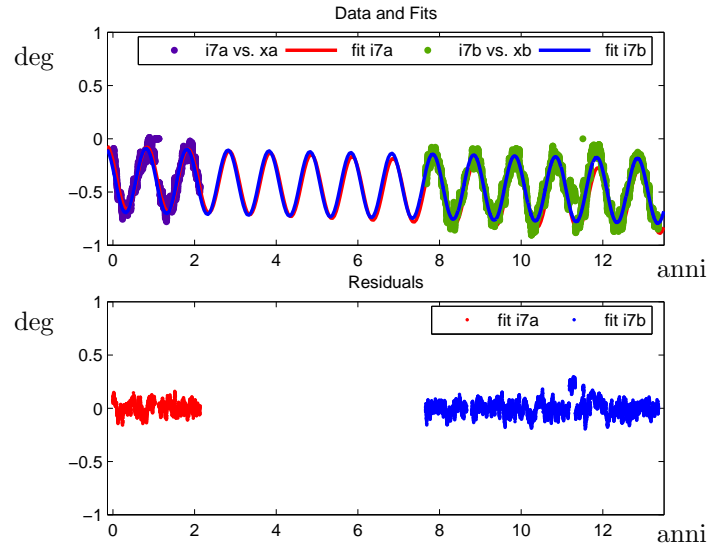


Figura A.77: Inclinometro I7: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

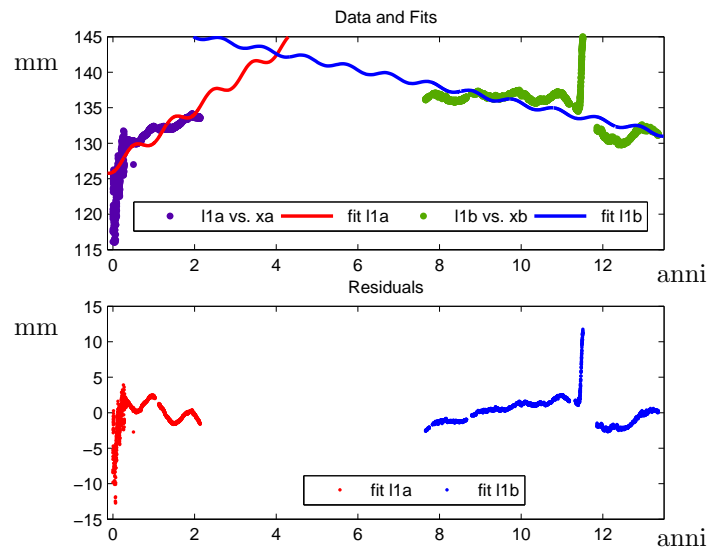


Figura A.78: Livellometro L1: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

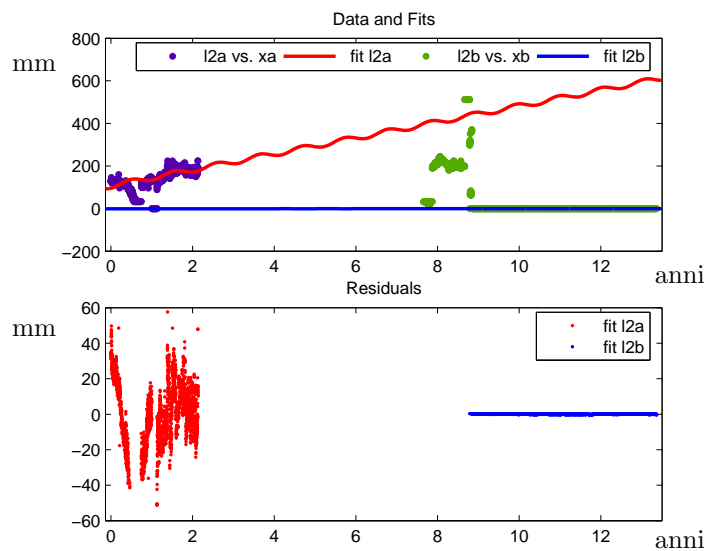


Figura A.79: Livellometro L2: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

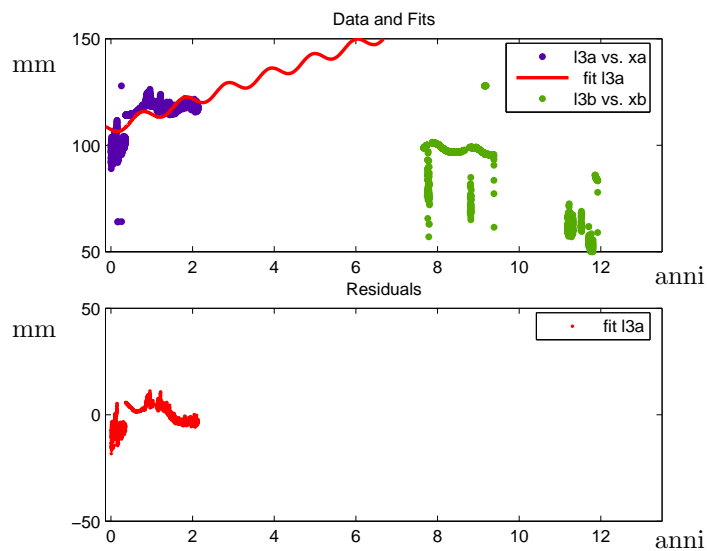


Figura A.80: Livellometro L3: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

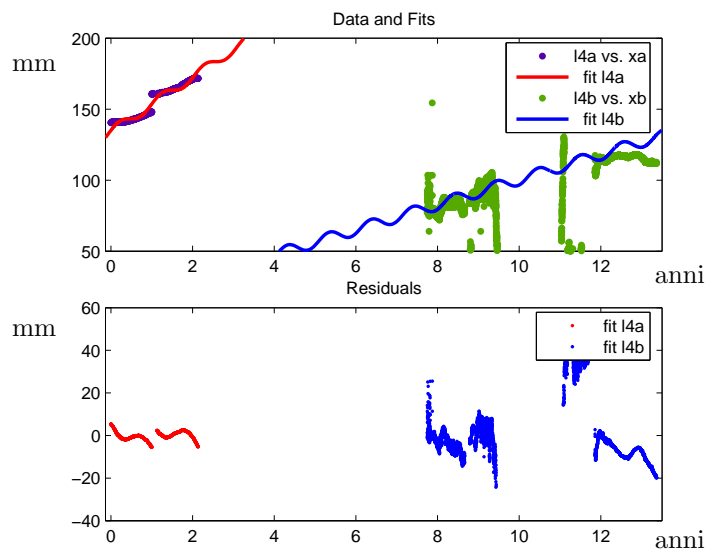


Figura A.81: Livellometro L4: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

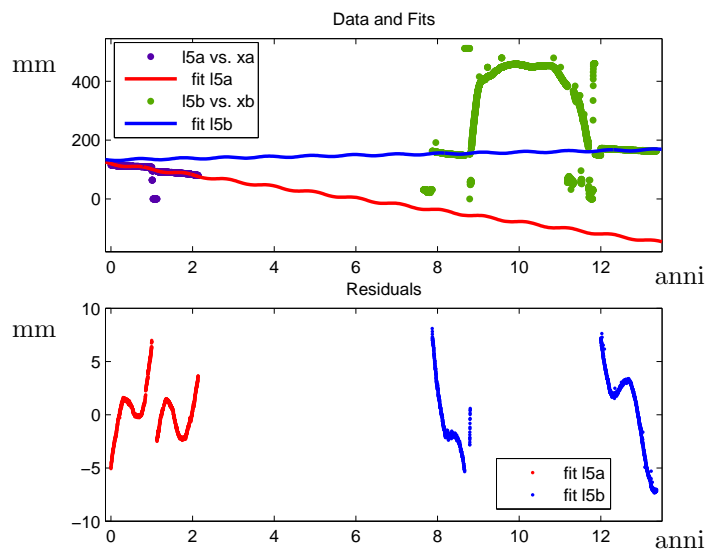


Figura A.82: Livellometro L5: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

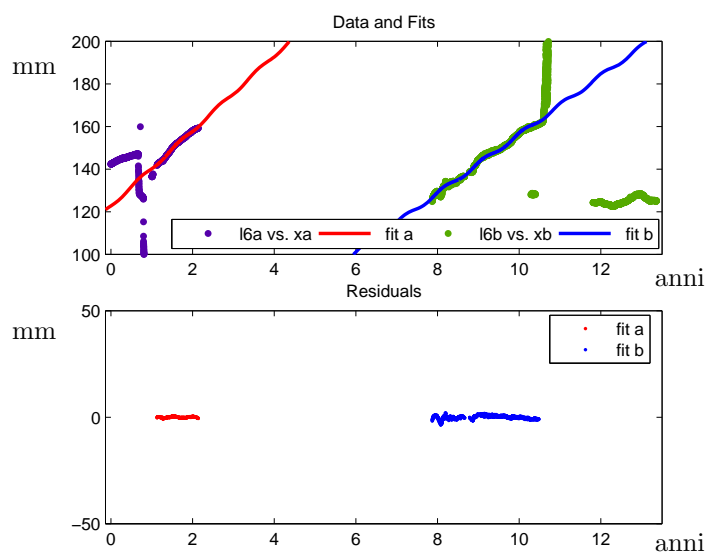


Figura A.83: Livellometro L6: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

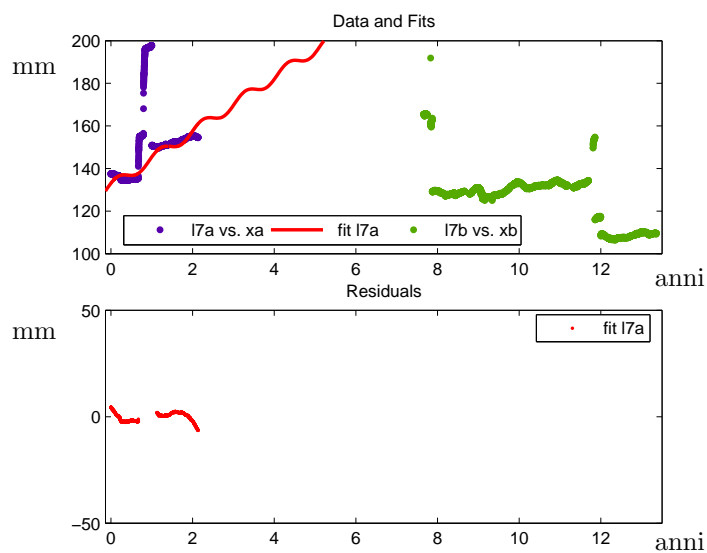


Figura A.84: Livellometro L7: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

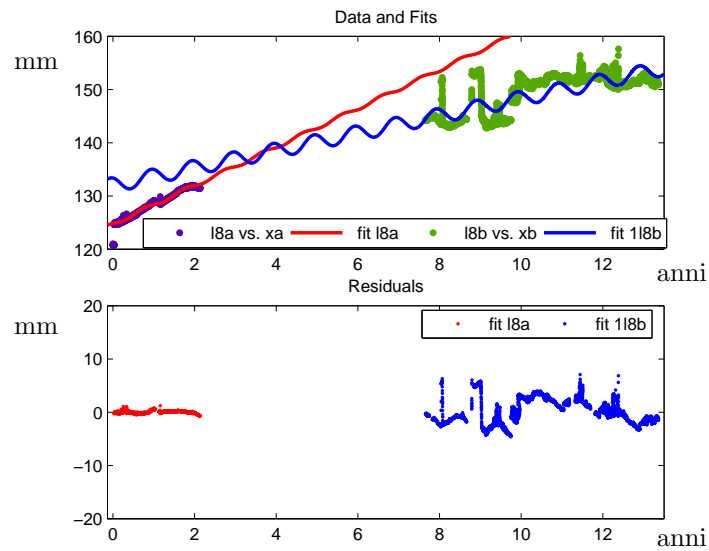


Figura A.85: Livellometro L8: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

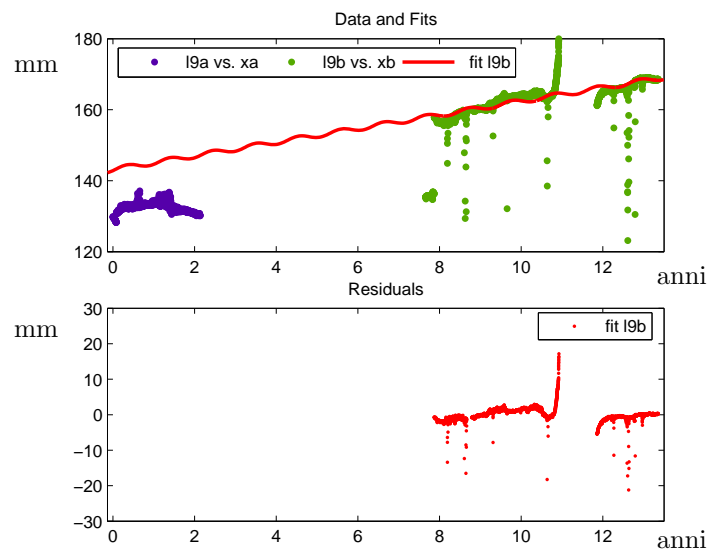


Figura A.86: Livellometro L9: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

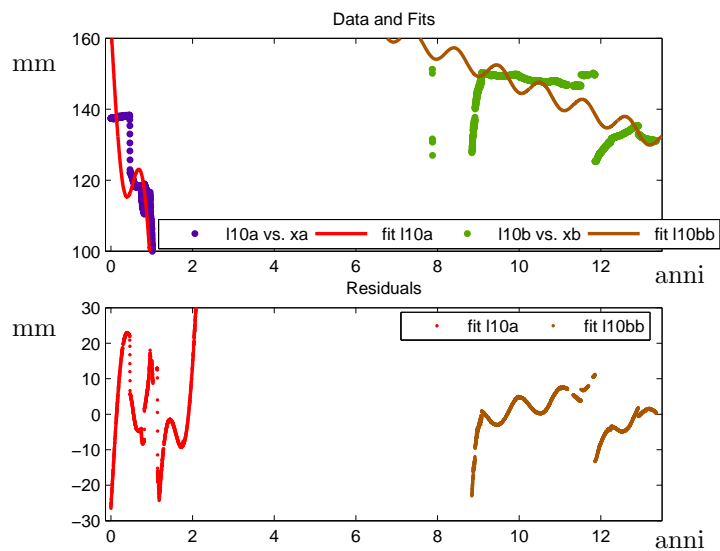


Figura A.87: Livellometro L10: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

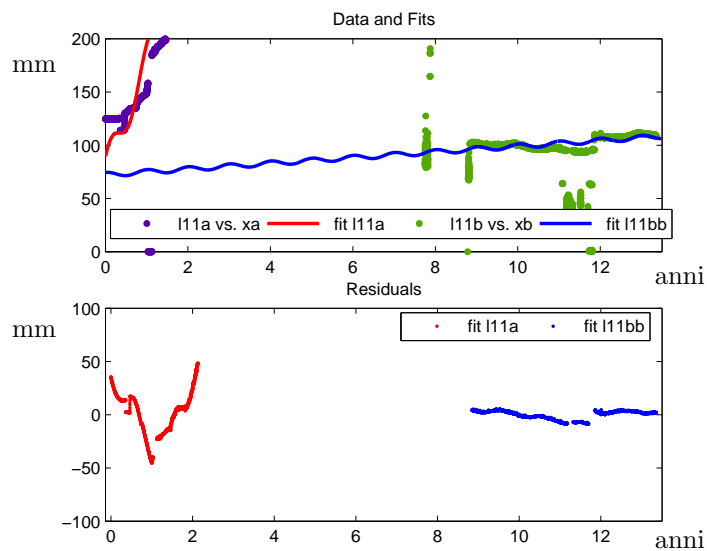


Figura A.88: Livellometro L11: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

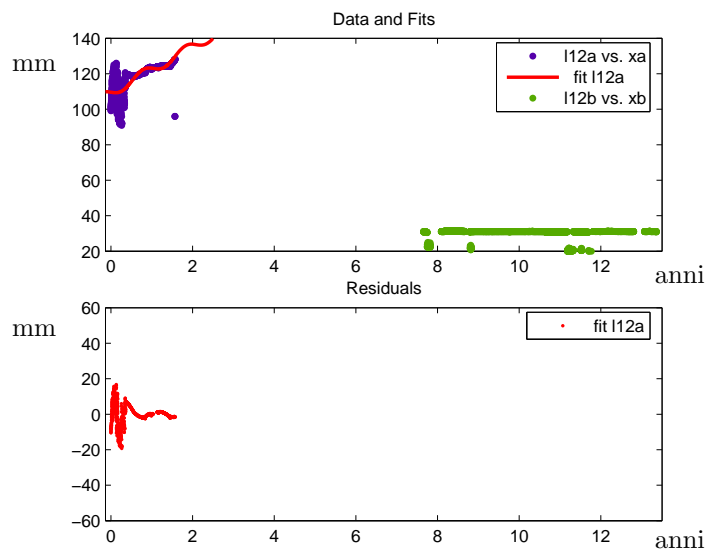


Figura A.89: Livellometro L12: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

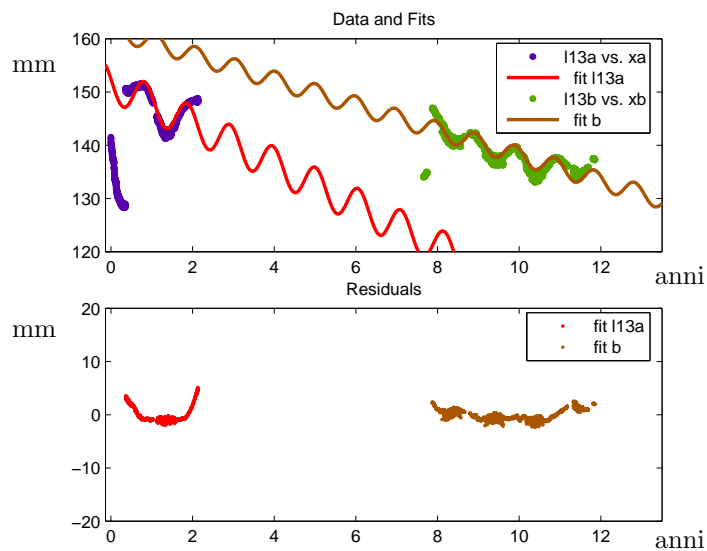


Figura A.90: Livellometro L13: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

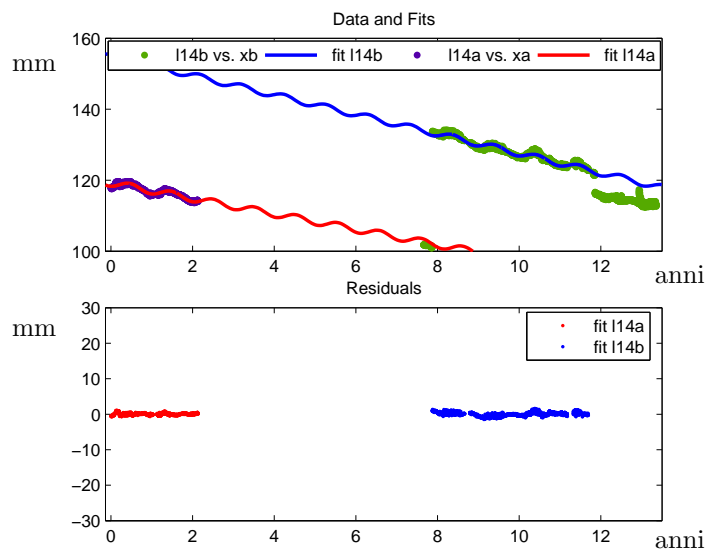


Figura A.91: Livellometro L14: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

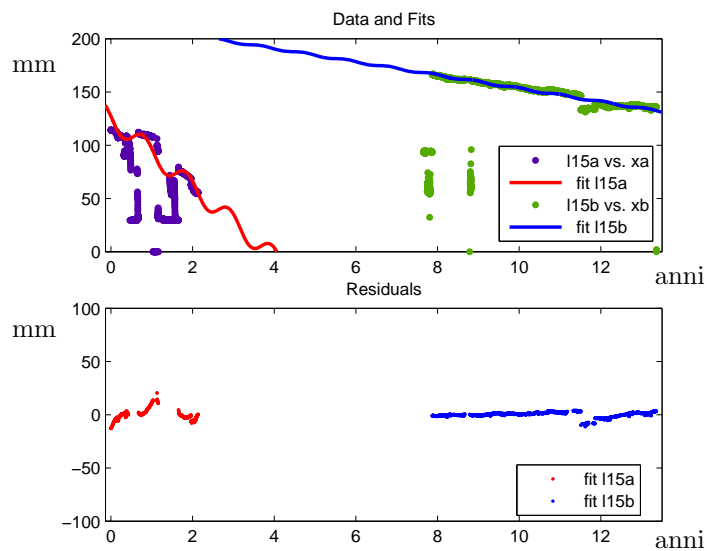


Figura A.92: Livellometro L15: registrazione nel tempo, interpolazione e relativi errori.

