

CONCEPTUAL DESIGN

THE CONTENT:

1. TECHNICAL DESCRIPTION

2. FACADES WITH ELEMENTS OF THE SYSTEM DC90

3. CALCULATION OF LINKS (SAP)

- Full wall
- A wall with openings
- Diagonal with damper italy base
- Diagonal with damper italy base +
- Diagonal with damper italy base ++

4. DETAILS:

- Anker
- Node vertical stiffeners elements
- Connections wall- floor structure

5. RECOMMENDATIONS ITALIAN EXPERIENCE

- Strengthening the pillars
- Strengthening floor slabs
- Strengthening the foundations
- Strengthening of walls

6. ANNEXES:

PHOTOS:

- A typical vertical stiffeners
- Dumpers

FIVE BASIC ELEMENTS

ADVANCED DYNAMIC ANALYSIS GOCEVSKI, MONTREAL

APPLICATION OF THE SYSTEM IN HISTORIC BUILDINGS

A CALCULATION EXAMPLE (SAP)

1. TECHNICAL DESCRIPTION

TECHNICAL DESCRIPTION OF STRUCTURE STRENGTHENING

The strengthening is made of connected horizontal and vertical stiffening.

Vertical stiffening are anchored in existing foundation.

Forms of vertical stiffening are shown on dispositional drawings.

Vertical stiffening consists of verticals and diagonals with absorber of seismic energy.

Anchoring of elements is done using anchors filled by cement emulsion with concrete additives (super-plastificators and other).

Design is done using European norms EC8 and Italian norms:

Technology execution

Execution of the technology consists from the following processes:

1. Acquisition and control of all materials and elements.
2. Acquisition and control of processing equipment.
3. Control of specialists' ability.
4. Control of protection at work and protection equipment.
5. Marking at the object.
6. Cutting and drilling with cleaning.
7. Mounting of steel elements and welding.
8. Concreting and injecting.
9. Finishing of damaged façade elements, walls, floors and ceilings.
10. Cleaning and barren driving away.

2. FACADES WITH ELEMENTS OF THE SYSTEM DC90

3. CALCULATION OF LINKS (SAP)

- Full wall
- A wall with openings

THE MASONRY WALLS

The masonry walls are modeled as equivalent elements - links with non-linear characteristics with appropriate mass and weight.

Determine the linear and nonlinear characteristics of the link which we take as a link type PLASTIC (WEN).

t [m] - thickness of the wall

h [m] - height of the wall

b [m] - the width of the wall

F [m²] - the surface wall

α = angle of inclination of the diagonal (the wall)

$$\alpha = \arctan \left(\frac{h}{b} \right)$$

γ [kN/m³] = volume weight of the bricks

G [kN/m²] = wall shear modulus, which is determined by testing

E [kN/m²] = modulus of elasticity of the wall, which is determined by testing

WALL STIFFNESS

displacement is given by equation:

$$\delta = 1,2 \frac{h}{GF}$$

displacements the brick wall (tall and narrow):

$$\delta = \frac{h}{GF} \left(1,2 + \frac{G}{E} \left(\frac{h}{B} \right) \right)$$

For walls with openings for windows exist in the literature various empirical formulas. $\delta = \frac{1,2}{\gamma_0} \frac{H}{GF}$,

$$\gamma_0 = 1 - \frac{c}{0,85}, \quad c = \frac{F_{otv}}{F}$$

where F_{otv} - surface openings of the horizontal section of the wall, and

F - solid surface horizontal cross-section of the wall.

On this principle can determine the stiffness matrix of the whole building, if it is necessary.

L_{link} [m] – length of the link, or the diagonal of the wall.

$$L_{link} = \sqrt{h^2 + b^2}$$

K_{link} [kN/m] – link K stiffness of in the horizontal direction

$$K_{link} = \frac{K}{\cos^2 \alpha}, \quad (\text{stiffness link})$$

H_u [kN] - Yield strength of the wall

$$H_u = \frac{GF\delta}{h}$$

where δ adopted on the basis of relative displacement

$$D_R [\%] = \frac{\delta}{h}$$

S_u [kN] - yield strength for link

$$S_u = \frac{H_u}{\cos \alpha}, \quad (\text{Yield Strength for link})$$

Wall weight for link [kN]

$$Q = b \cdot h \cdot t \cdot \gamma$$

mass of wall [kNs²/m] –

$$M = \frac{Q}{g} \quad (g = 9.81 \text{ m/s}^2)$$

Изрѹчунате линеарне и нелинеарне карактериске зида се уносе у правцу осе линка.

The calculated linear and nonlinear characteristics of the wall are in the direction of the axis of the link.

Effective Damping =0.05,

Post Yield Stiffness Ratio=0

Budget full and walls with openings

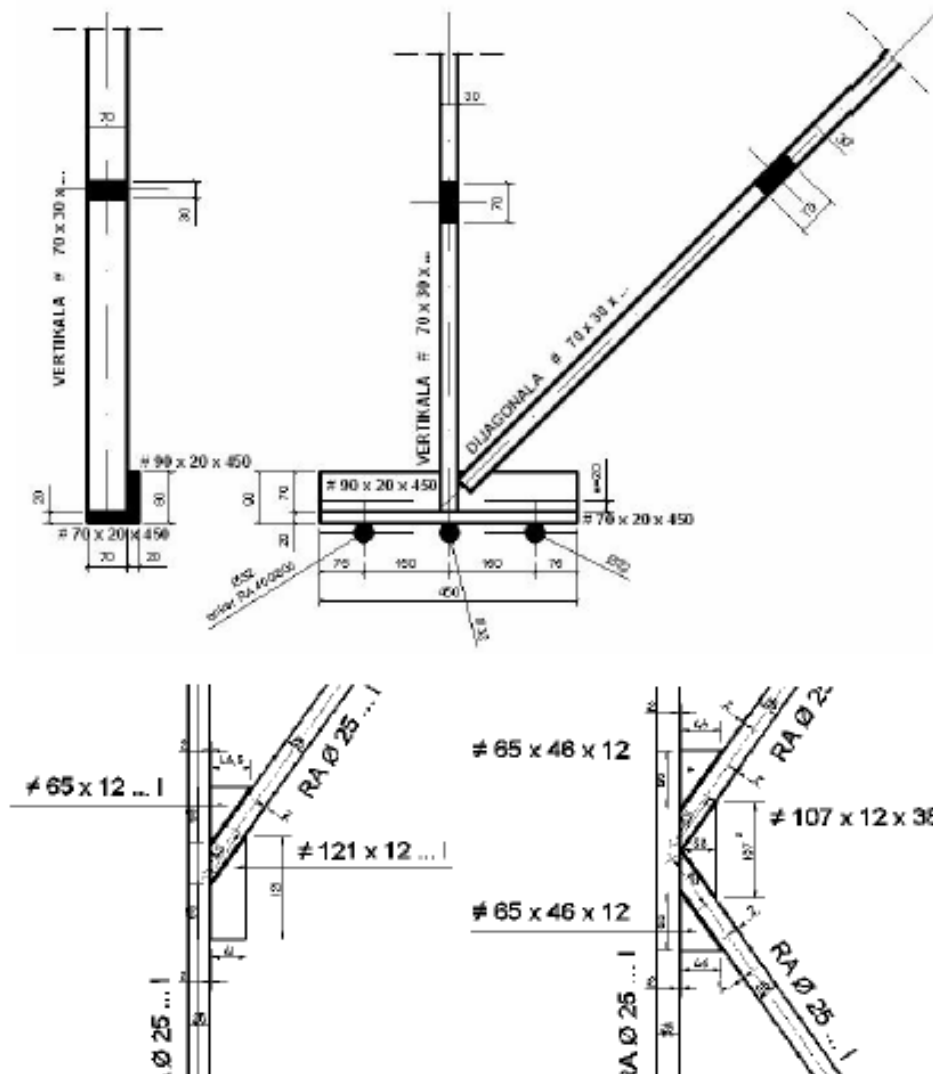
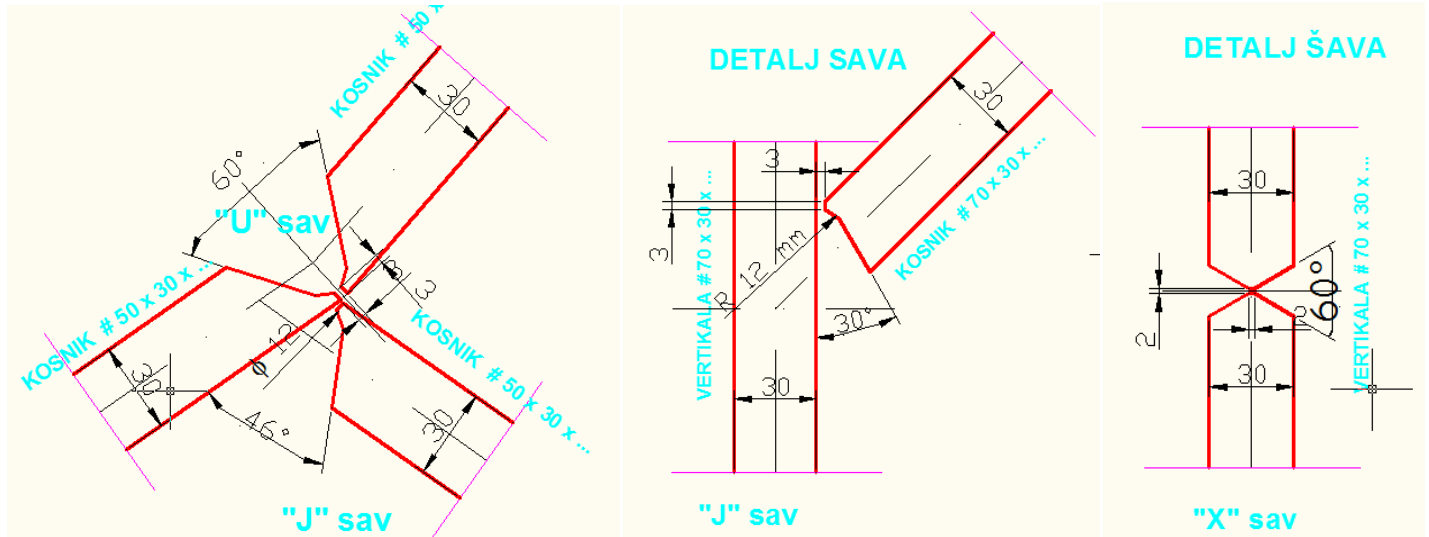
i	d _i [m]	h[m]	b[m]	F[m ²]	F[m ²]	Ap[m ²]	σ _x [kN/m ²]	a	G[kN/m ²]	G/E	E[kN/m ²]	d [m]	K1[kN/m]	L _{eq} [m]	K1 _{eq} [kN/m]	H _{u1} [kN]	S _u [kN]	weight	mass
X11s-1	0.50	4.60	1.25	0.63	5.75	9.90	867.36	1.31	600000	0.25	2400000	5.625E-05	17778	4.77	258531	201	767	43.13	4.40
X11s-2	0.50	4.60	1.25	0.63	5.75	9.90	429.67	1.31	600000	0.25	2400000	5.625E-05	17778	4.77	258531	153	585	43.13	4.40
X11s-3	0.50	4.60	1.25	0.63	5.75	9.90	156.12	1.31	600000	0.25	2400000	5.625E-05	17778	4.77	258531	114	434	43.13	4.40
X11u-1	0.50	4.60	1.25	0.63	5.75	15.30	1146.25	1.31	600000	0.25	2400000	5.625E-05	17778	4.77	258531	226	863	43.13	4.40
X11u-2	0.50	4.60	1.25	0.63	5.75	15.30	566.18	1.31	600000	0.25	2400000	5.625E-05	17778	4.77	258531	170	647	43.13	4.40
X11u-3	0.50	4.60	1.25	0.63	5.75	15.30	203.64	1.31	600000	0.25	2400000	5.625E-05	17778	4.77	258531	122	464	43.13	4.40
X12-1	0.50	4.60	2.00	1.00	9.20	9.72	396.54	1.16	600000	0.25	2400000	1.934E-05	51709	5.02	325247	239	598	69.00	7.03
X12-2	0.50	4.60	2.00	1.00	9.20	9.72	259.50	1.16	600000	0.25	2400000	1.934E-05	51709	5.02	325247	208	523	69.00	7.03
X12-3	0.50	4.60	2.00	1.00	9.20	9.72	122.46	1.16	600000	0.25	2400000	1.934E-05	51709	5.02	325247	173	433	69.00	7.03
X21-1	0.50	4.60	7.00	3.50	32.20	45.90	218.26	0.58	600000	0.25	2400000	2.629E-06	380435	8.38	544720	694	831	241.50	24.62
X21-2	0.50	4.60	7.00	3.50	32.20	45.90	201.12	0.58	600000	0.25	2400000	2.629E-06	380435	8.38	544720	679	813	241.50	24.62
X21-3	0.50	4.60	7.00	3.50	32.20	45.90	141.13	0.58	600000	0.25	2400000	2.629E-06	380435	8.38	544720	623	746	241.50	24.62
X22-1	0.50	4.60	3.85	1.93	17.71	15.84	223.20	0.87	600000	0.25	2400000	4.779E-06	209239	6.00	507940	384	599	132.83	13.54
X22-2	0.50	4.60	3.85	1.93	17.71	15.84	185.95	0.87	600000	0.25	2400000	4.779E-06	209239	6.00	507940	366	570	132.83	13.54
X22-3	0.50	4.60	3.85	1.93	17.71	15.84	114.26	0.87	600000	0.25	2400000	4.779E-06	209239	6.00	507940	328	511	132.83	13.54
X31s-1	0.50	4.60	1.15	0.58	5.29	5.33	617.22	1.33	600000	0.25	2400000	6.933E-05	14423	4.74	245192	161	665	39.68	4.04
X31s-2	0.50	4.60	1.15	0.58	5.29	5.33	290.55	1.33	600000	0.25	2400000	6.933E-05	14423	4.74	245192	124	511	39.68	4.04
X31s-3	0.50	4.60	1.15	0.58	5.29	5.33	102.72	1.33	600000	0.25	2400000	6.933E-05	14423	4.74	245192	96	396	39.68	4.04
X31u-1	0.50	4.60	1.15	0.58	5.29	5.33	729.32	1.33	600000	0.25	2400000	6.933E-05	14423	4.74	245192	172	710	39.68	4.04
X31u-2	0.50	4.60	1.15	0.58	5.29	5.33	342.41	1.33	600000	0.25	2400000	6.933E-05	14423	4.74	245192	131	539	39.68	4.04
X31u-3	0.50	4.60	1.15	0.58	5.29	5.33	119.93	1.33	600000	0.25	2400000	6.933E-05	14423	4.74	245192	99	408	39.68	4.04
X32-1	0.50	4.60	2.40	1.20	11.04	5.25	247.27	1.09	600000	0.25	2400000	1.353E-05	73887	5.19	345318	247	533	82.80	8.44
X32-2	0.50	4.60	2.40	1.20	11.04	5.25	177.18	1.09	600000	0.25	2400000	1.353E-05	73887	5.19	345318	225	487	82.80	8.44
X32-3	0.50	4.60	2.40	1.20	11.04	5.25	93.06	1.09	600000	0.25	2400000	1.353E-05	73887	5.19	345318	197	426	82.80	8.44
X33-1	0.50	4.60	2.60	1.30	11.96	5.70	231.48	1.06	600000	0.25	2400000	1.169E-05	85529	5.28	353250	262	533	89.70	9.14
X33-2	0.50	4.60	2.60	1.30	11.96	5.70	171.32	1.06	600000	0.25	2400000	1.169E-05	85529	5.28	353250	242	492	89.70	9.14
X33-3	0.50	4.60	2.60	1.30	11.96	5.70	93.12	1.06	600000	0.25	2400000	1.169E-05	85529	5.28	353250	214	434	89.70	9.14
X41s-1	0.50	4.60	1.50	0.75	6.90	4.73	448.17	1.26	600000	0.25	2400000	3.63E-05	27548	4.84	286622	187	603	51.75	5.28
X41s-2	0.50	4.60	1.50	0.75	6.90	4.73	251.30	1.26	600000	0.25	2400000	3.63E-05	27548	4.84	286622	155	499	51.75	5.28
X41s-3	0.50	4.60	1.50	0.75	6.90	4.73	103.65	1.26	600000	0.25	2400000	3.63E-05	27548	4.84	286622	126	405	51.75	5.28
X41u-1	0.50	4.60	1.50	0.75	6.90	6.30	503.00	1.26	600000	0.25	2400000	3.63E-05	27548	4.84	286622	195	628	51.75	5.28
X41u-2	0.50	4.60	1.50	0.75	6.90	6.30	281.40	1.26	600000	0.25	2400000	3.63E-05	27548	4.84	286622	160	516	51.75	5.28
X41u-3	0.50	4.60	1.50	0.75	6.90	6.30	115.20	1.26	600000	0.25	2400000	3.63E-05	27548	4.84	286622	128	413	51.75	5.28
X42-1	0.50	4.60	7.00	3.50	32.20	16.80	139.70	0.58	600000	0.25	2400000	2.629E-06	380435	8.38	544720	622	744	241.50	24.62
X42-2	0.50	4.60	7.00	3.50	32.20	16.80	129.86	0.58	600000	0.25	2400000	2.629E-06	380435	8.38	544720	612	733	241.50	24.62
X42-3	0.50	4.60	7.00	3.50	32.20	16.80	95.40	0.58	600000	0.25	2400000	2.629E-06	380435	8.38	544720	577	691	241.50	24.62
X51-1	0.50	4.60	0.55	0.28	2.53	1.53	1817.50	1.45	600000	0.25	2400000	0.000521	1919	4.63	136184	122	1029	18.98	1.93
X51-2	0.50	4.60	0.55	0.28	2.53	1.53	470.13	1.45	600000	0.25	2400000	0.000521	1919	4.63	136184	70	587	18.98	1.93
X51-3	0.50	4.60	0.55	0.28	2.53	1.53	99.60	1.45	600000	0.25	2400000	0.000521	1919	4.63	136184	46	385	18.98	1.93
X52-1	0.50	4.60	1.70	0.85	7.82	5.22	385.99	1.22	600000	0.25	2400000	2.733E-05	36585	4.90	304455	201	580	58.65	5.98
X52-2	0.50	4.60	1.70	0.85	7.82	5.22	232.90	1.22	600000	0.25	2400000	2.733E-05	36585	4.90	304455	172	495	58.65	5.98
X52-3	0.50	4.60	1.70	0.85	7.82	5.22	102.78	1.22	600000	0.25	2400000	2.733E-05	36585	4.90	304455	142	410	58.65	5.98
Y11-1	0.50	4.60	7.20	3.60	33.12	0.00	93.49	0.57	600000	0.25	2400000	2.556E-06	391304	8.54	551027	444	527	248.40	25.32
Y11-2	0.50	4.60	7.20	3.60	33.12	0.00	88.17	0.57	600000	0.25	2400000	2.556E-06	391304	8.54	551027	439	521	248.40	25.32
Y11-3	0.50	4.60	7.20	3.60	33.12	0.00	69.00	0.57	600000	0.25	2400000	2.556E-06	391304	8.54	551027	423	502	248.40	25.32
Y12-1	0.50	4.60	4.80	2.40	22.08	0.00	109.73	0.76	600000	0.25	2400000	3.833E-06	260870	6.65	500453	304	422	165.60	16.88
Y12-2	0.50	4.60	4.80	2.40	22.08	0.00	97.75	0.76	600000	0.25	2400000	3.833E-06	260870	6.65	500453	298	413	165.60	16.88
Y12-3	0.50	4.60	4.80	2.40	22.08	0.00	69.00	0.76	600000	0.25	2400000	3.833E-06	260870	6.65	500453	282	391	165.60	16.88
Y21-1	0.39	4.60	2.05	0.80	9.43	0.00	263.25	1.15	600000	0.25	2400000	2.358E-05	42412	5.04	255963	125	308	55.17	5.62
Y21-2	0.39	4.60	2.05	0.80	9.43	0.00	155.30	1.15	600000	0.25	2400000	2.358E-05	42412	5.04	255963	109	268	55.17	5.62
Y21-3	0.39	4.60	2.05	0.80	9.43	0.00	69.00	1.15	600000	0.25	2400000	2.358E-05	42412	5.04	255963	94	231	55.17	5.62
Y31-1	0.50	4.60	3.50	1.75	16.10	0.00	130.96	0.92	600000	0.25	2400000	5.257E-06	190217	5.78	518789	230	380	120.75	12.31
Y31-2	0.50	4.60	3.50	1.75	16.10	0.00	108.43	0.92.											

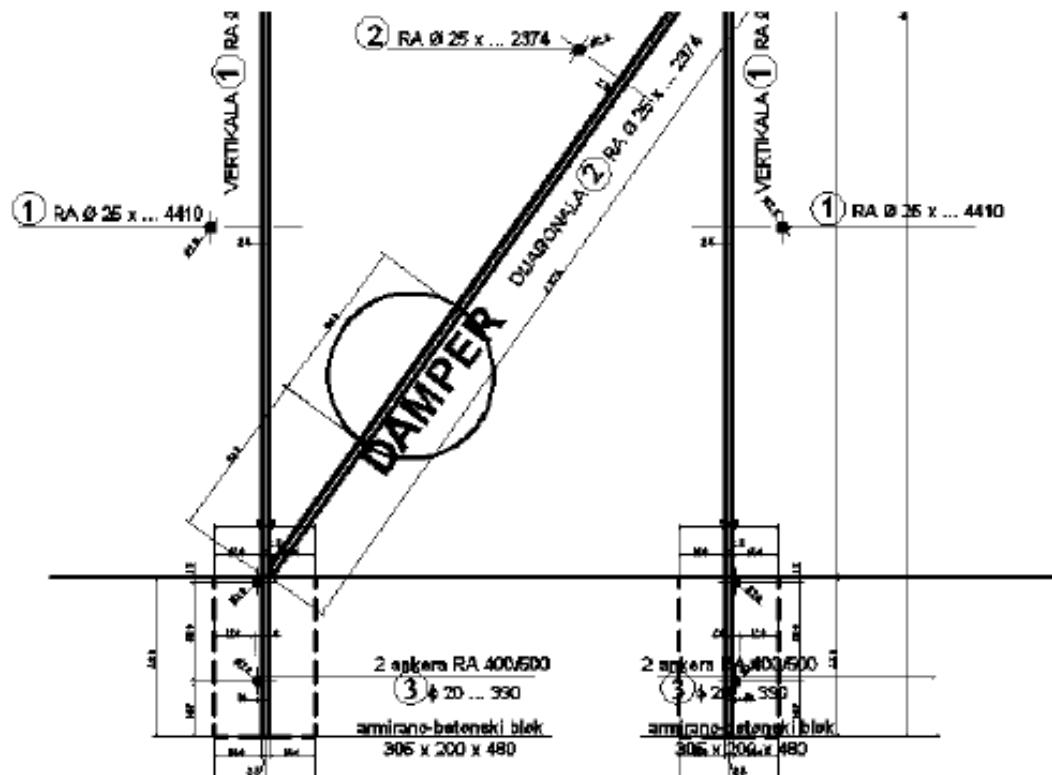
- #### 4.DETAILS:

- Anker

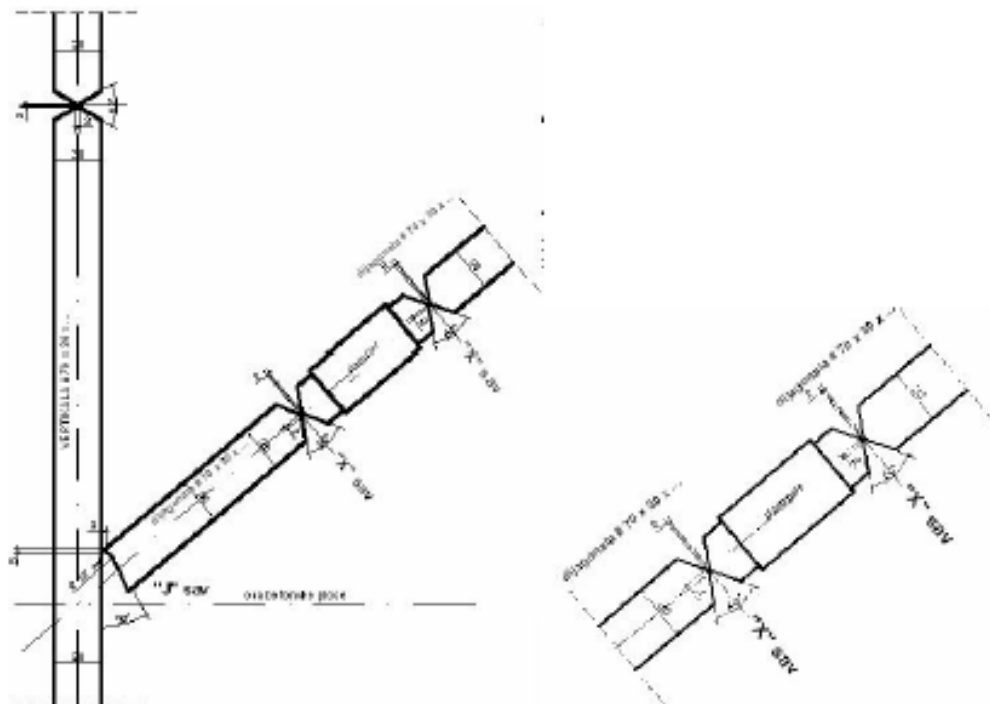


- Node vertical stiffeners elements





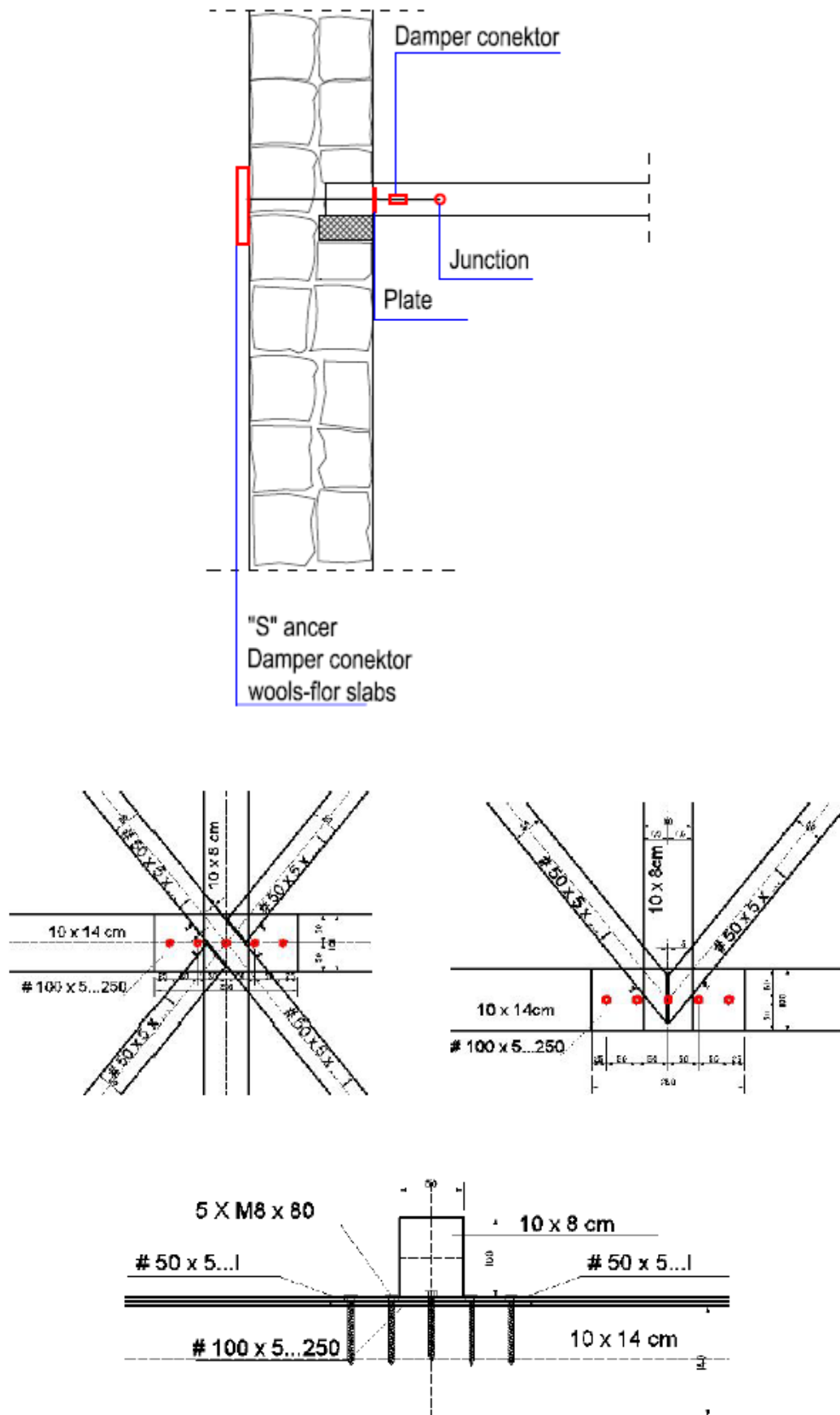
3.3.4. Заваривање дампера за дијагонале

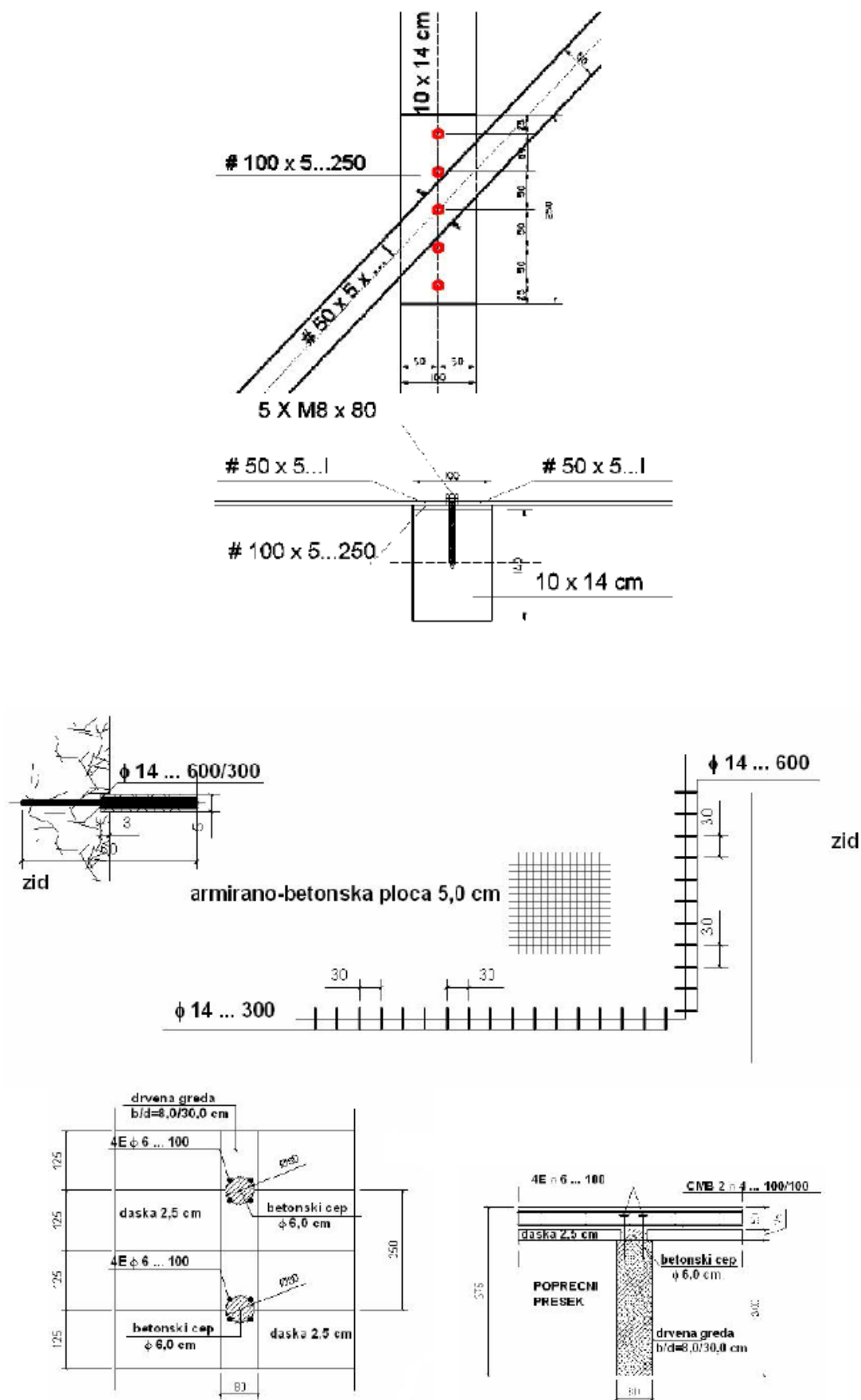


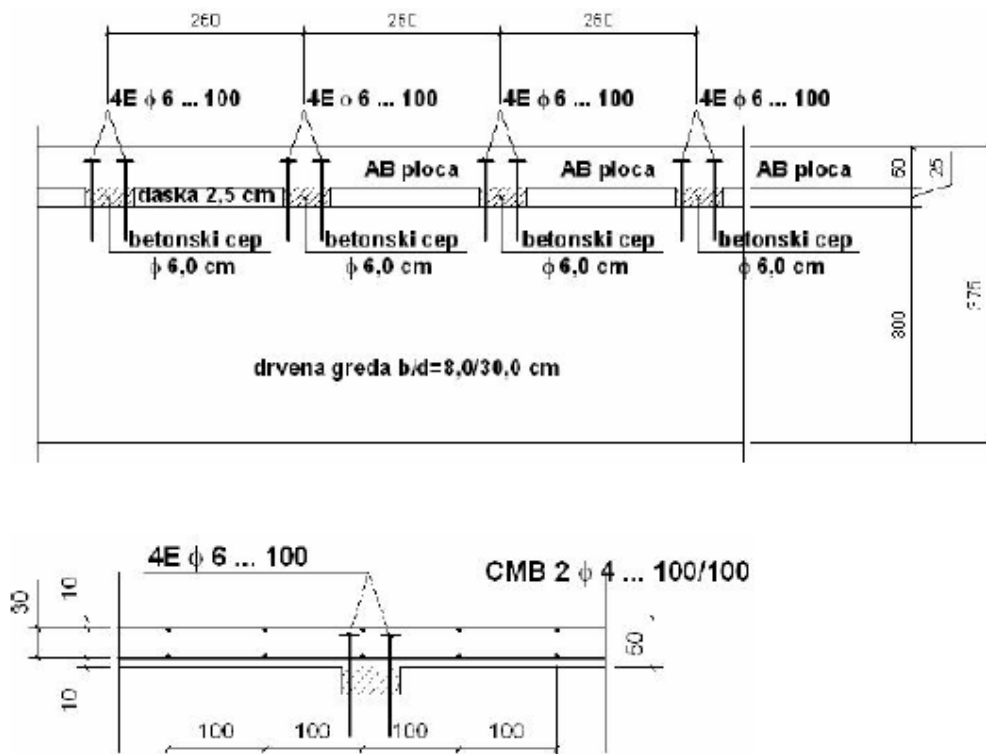
Детаљ заваривања Дампера за дијагонале укрућења

Figure 1. Nodes connections of steel elements dim. 30/70 mm (vertical stiffeners elements)

- Connections wall- floor structure







5.RECOMMENDATIONS ITALIAN EXPERIENCE

- Strengthening the pillars

NEW TECHNOLOGIES FOR THE STRUCTURAL REHABILITATION OF MASONRY CONSTRUCTIONS: CONCEPT, EXPERIMENTAL VALIDATION AND APPLICATION OF THE CAM SYSTEM - Mauro Dolce Professor Basilicata University Potenza – Italy; Antonio Cacosso PhD Student Basilicata University Potenza – Italy; Felice C. Ponzo Researcher Basilicata University Potenza – Italy; Roberto Marnetto Head R/D Division TIS SpA Rome - Italy

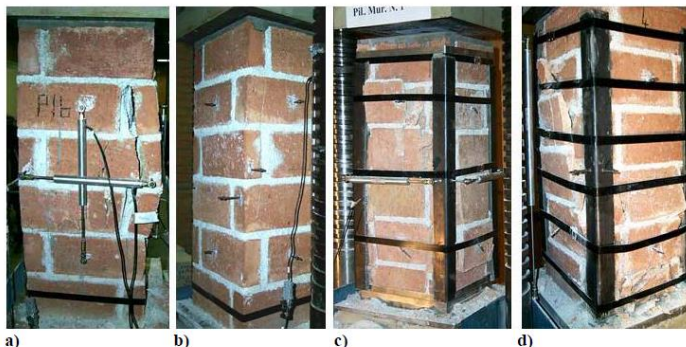


Figure 1. – Column specimens under tests: a) typical failure mechanism of unstrengthened specimens due to brick layer instability, b) failure of column 1 before strengthening, c) failure of column 1 after strengthening, d) failure of column 6.

Table 2 – Summary table of the experimental results

No CAM							Strengthened with CAM					
Column	Steel	Conf.	Fmax	S*	Ed	K	Fmax	S*	K	Ed(50)	S(50)	S(50)/S*
1	H.S.	SC	501,20	9,04	2075	57,01	590,22	4,02	151,25	7547	18,39	4,57
2	Stainl.	DC					566,20	12,37	51,06	10175	25,88	2,09
3	Stainl.	SC	459,78	7,39	1548	64,16	481,55	4,58	153,69	5904	16,08	3,51
4	H.S.	DC	472,83	8,50	1876	59,21	647,41	6,50	146,92	13979	29,04	4,47
6	Stainl.	SC	473,22	8,23	1875	63,47	542,01	4,52	161,93	6697	16,91	3,74
8	Stainl.	SC					782,03	11,55	68,64	11562	21,73	1,88
9	Stainl.	DC	469,59	7,52	1673	66,35	557,32	5,81	140,08	11972	26,97	4,64
10	H.S.	SC	554,88	8,45	2124	70,39	600,79	4,87	158,06	7601	15,17	3,11
11	H.S.	DP					763,46	9,90	78,06	6912	14,78	1,49
13	H.S.	DP					769,90	9,78	77,79	8412	15,78	1,61
14	H.S.	DC	389,56	6,77	1154	57,87	638,75	6,49	142,75	13647	27,77	4,28
19	H.S.	DC					781,35	10,45	80,58	11068	19,95	1,91
20	H.S.	DC	488,10	7,15	1644	74,52	531,37	4,44	180,73	5072	17,15	3,86
Average	Double test		476,15	7,88	1746	64,12	573,68	5,15	154,43	9052	17,30	4,02
Average	Direct test						732,59	10,81	71,23	9626	19,62	1,80

Table 2 summarizes the experimental results relevant to the two groups of specimens tested with the different testing procedure. “Conf.” stands for configuration of the strengthening system, “Fmax” is the peak force (strength) reached during the test, “S*” is the corresponding displacement, “Ed” is the dissipated energy in the test of the unstrengthened specimen, “Ed(50)” and “S(50)” are the dissipated energy and the displacement of the strengthened specimen when it reaches 50% of its strength, “S(50)/S*” is the ductility of the strengthened specimen corresponding to the above said condition.

- Strengthening floor slabs

EVALUATION AND REDUCTION OF THE VULNERABILITY OF MASONRY BUILDINGS- Sergio Lagomarsino a, Guido Magenes b

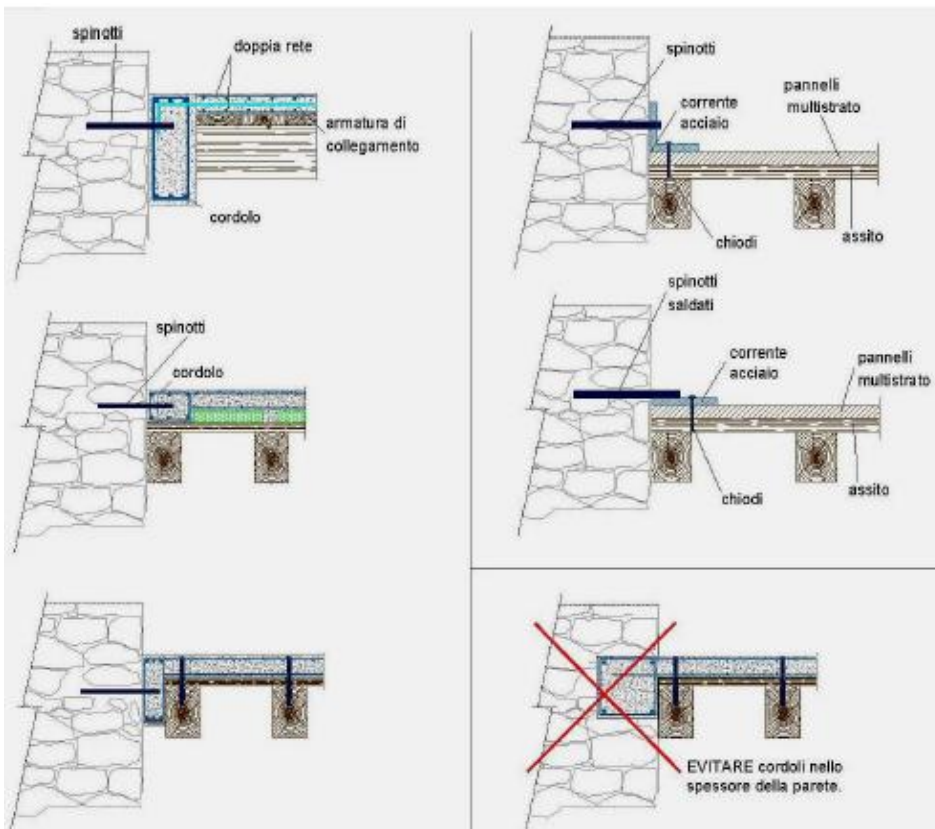
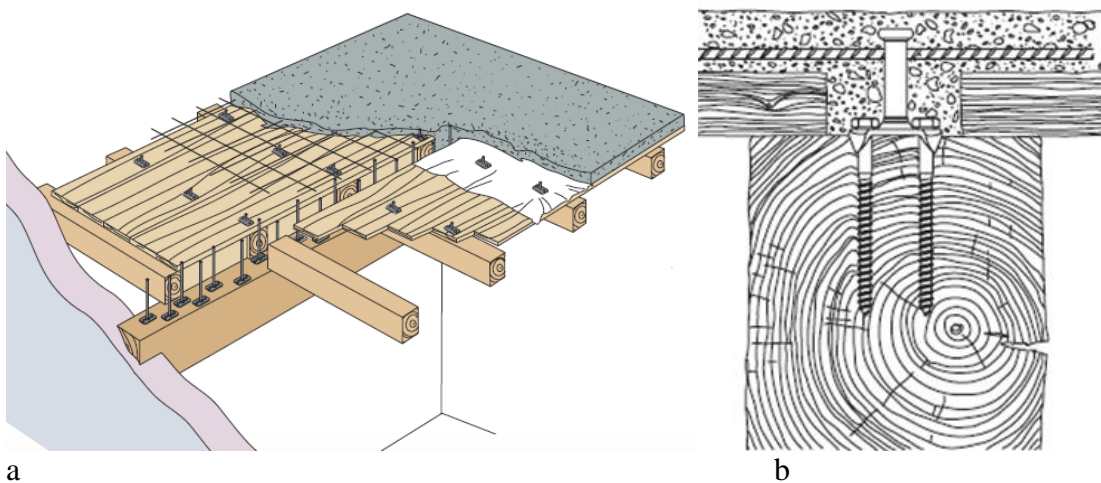


Figure 1. Different solutions for the ring beam and the connection to the timber floor.

Article- Construction Failures and Innovative Retrofitting- Nicola Augenti 1, Antonio Nanni 1,2,* and Fulvio Parisi 1



a
Figure 2. Example of the reinforcement of a wooden floor with a cooperating reinforced concrete slab, (www.tecnaria.com); b) Basic connectors Tecnaria (www.tecnaria.com)

- Strengthening the foundations

SEISMIC RETROFIT OF EXISTING BUILDINGS BY MEANS OF SEISMIC ISOLATION: SOME REMARKS ON THE ITALIAN EXPERIENCE AND NEW PROJECTS- A. Martelli¹ and M. Forni²

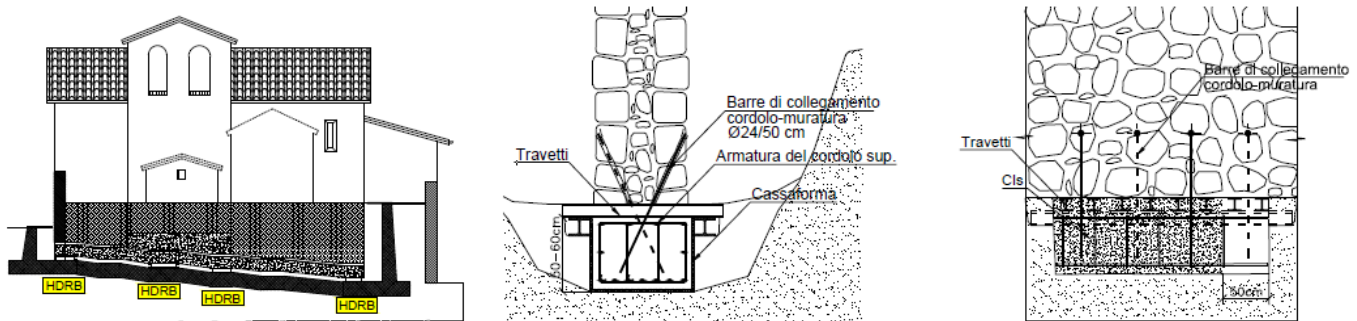


Figure 1: Details of the retrofit with SI in a sub-foundation designed by ENEA for the San Giovanni Battista

Article- Construction Failures and Innovative Retrofitting- Nicola Augenti 1, Antonio Nanni 1,2,* and Fulvio Parisi 1

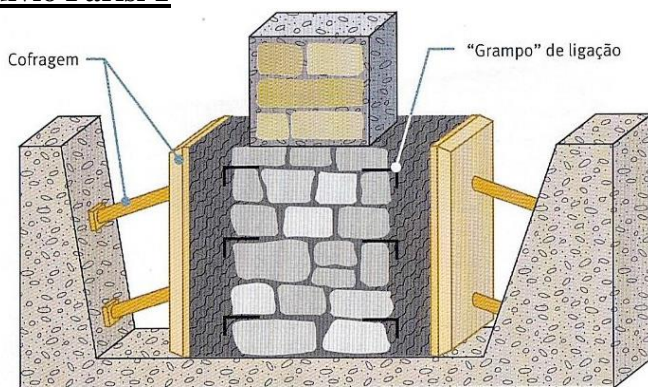


Fig.2 Enlargement of the foundation [Appleton, 2003]

Article- Construction Failures and Innovative Retrofitting- Nicola Augenti 1, Antonio Nanni 1,2,* and Fulvio Parisi 1

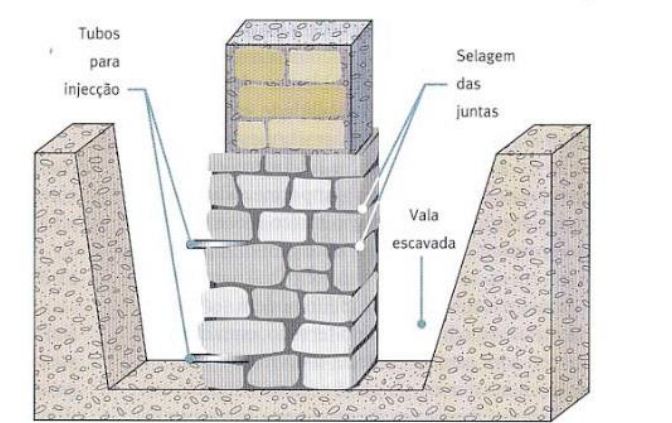


Fig.3 Consolidation of the foundation [Appleton, 2003]

Article- Construction Failures and Innovative Retrofitting- Nicola Augenti 1, Antonio Nanni 1,2,* and Fulvio Parisi 1

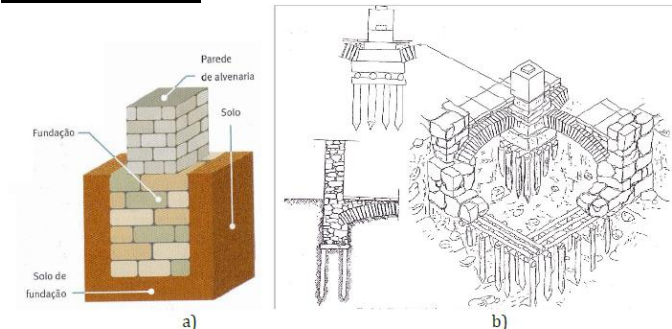


Fig.4 a) Common foundations of old masonry buildings; b) Foundations of Pombalino buildings

- Strengthening of walls

EVALUATION AND REDUCTION OF THE VULNERABILITY OF MASONRY BUILDINGS- Sergio Lagomarsino a, Guido Magenes b

Forma degli elementi resistenti (F.E.L.)			Sfalsam. giunti vert. / Ingranam. nel piano (S.G.)		
R	PR	NR	R	PR	NR
Malta / Contatto fra elementi / zeppe (M.A.)			Dimensione degli elementi (D.E.L.)		
R	PR	NR	R	PR	NR
Diatoni / Ingranam. trasvers. (P.D.)			Orizzontalità dei filari (OR.)		
R	PR	NR	R	PR	NR

Figure 1. Masonry Quality Index (IQM): visual inspection of masonry texture and cross section.

Rehabilitation and strengthening of old masonry buildings- H. Meireles; R. Bento- Março de 2013

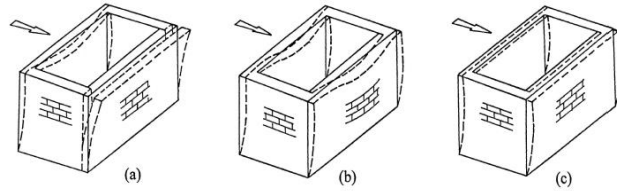
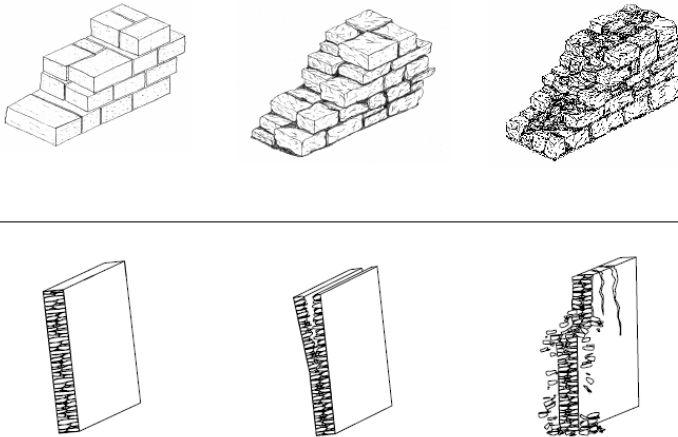


Figure 2. Behaviour of a) Wood (flexible) diaphragm without ring beams; b) Wood diaphragm with ring beams; c) rigid diaphragm with ring beams.

EUROCODE 8 AND ITALIAN CODE. A COMPARISON ABOUT SAFETY LEVELS AND CLASSIFICATION OF INTERVENTIONS ON MASONRY EXISTING BUILDINGS- Antonio Borri ^a, Alessandro De Maria ^b



High quality masonry

Medium quality masonry

Poor quality masonry

EUROCODE 8 AND ITALIAN CODE. A COMPARISON ABOUT SAFETY LEVELS AND CLASSIFICATION OF INTERVENTIONS ON MASONRY EXISTING BUILDINGS- Antonio Borri ^a, Alessandro De Maria ^b



Figure 3. In this masonry building it is possible to see a flexural wall failure. There is a good roof-to-wall connection but the middle floor is not connected to the wall. In this case we can see how important is to achieve the connection between the roof and the existing masonry.



Figure 4. In this masonry building it is possible to see the overturning of the wall caused by a poor connection of the roof to the wall.

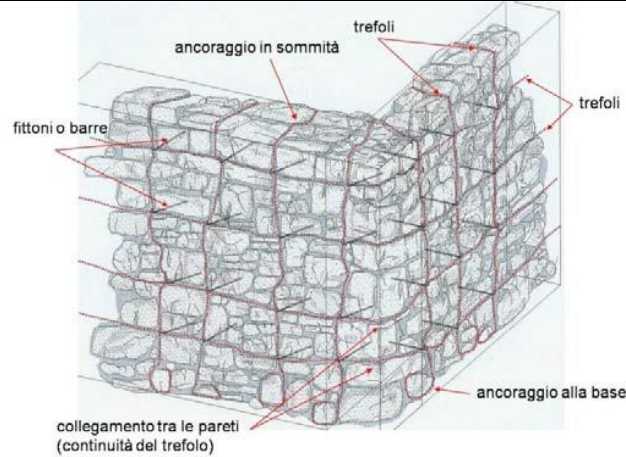
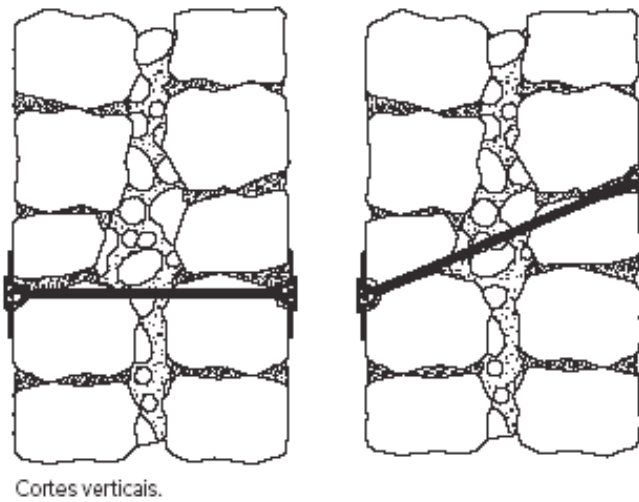
Article- Construction Failures and Innovative Retrofitting**Italijske tehnologije sanacija1**

Figure 5. “Reticolatus”, an innovative technique for repointing of irregular masonry

Article- Construction Failures and Innovative Retrofitting- Nicola Augenti 1, Antonio Nanni 1,2,* and Fulvio Parisi 1



Strengthening of masonry walls with reinforced cement coating

Article- Construction Failures and Innovative Retrofitting- Nicola Augenti 1, Antonio Nanni 1,2,* and Fulvio Parisi 1

Figure 6. Reinforcement continuity at column/wall to footing connection: (a) FRP nail; (b) NSM FRP bar.



a



b

Fiber-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Technologies

6.ANNEXES:

PHOTOS:

- A typical vertical stiffeners

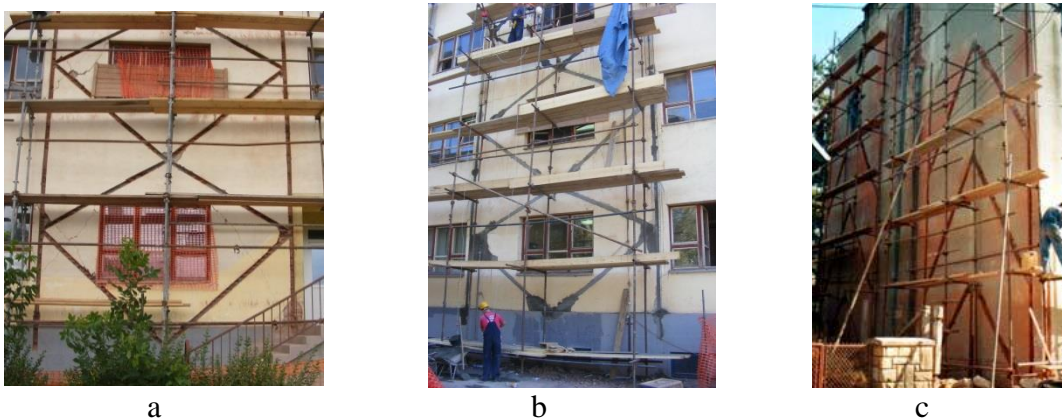


Figure 1. Vertical stiffening in longitudinal Y-direction diagonal square cross-section 260x160x7 with damper.
Force in damper ± 1100 kN, displacement ± 5 mm.

Figure 2. Detail of anchoring the diagonal in Y-direction with dumper which is decorated with works of students during the hours of Art

DISPOSITIONS OF ELEMENTS DC90. In the wall. Outside the Wall. Connectors and connections. Prestressing and shrinkage compensators.

Dispositions OF ELEMENTS DC90 are displayed in the following photos, Figure 3.



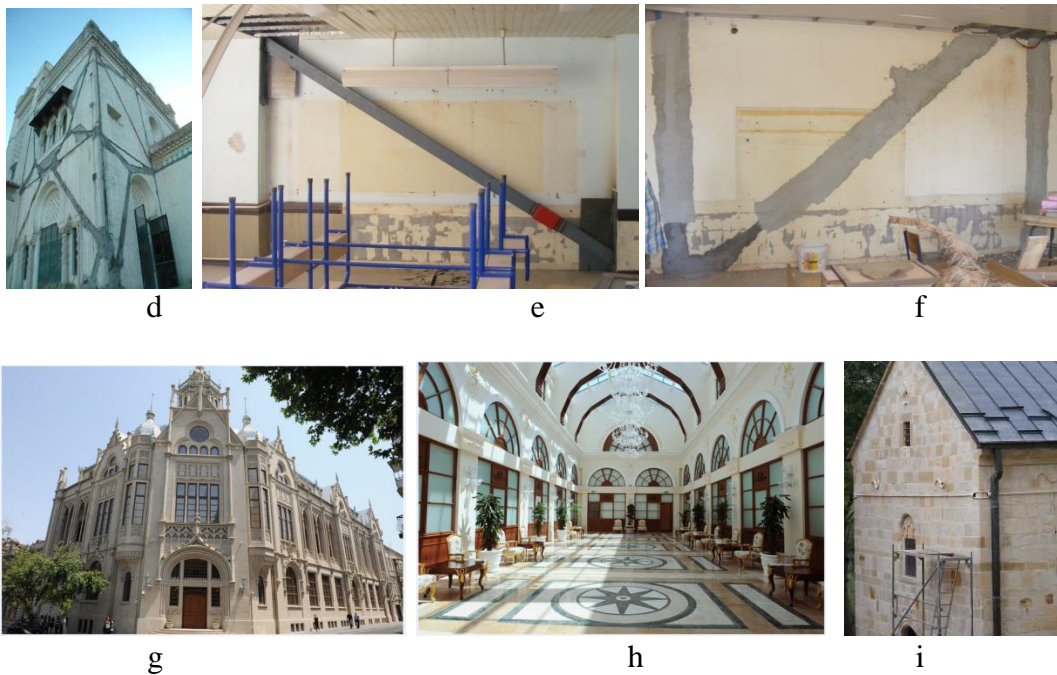
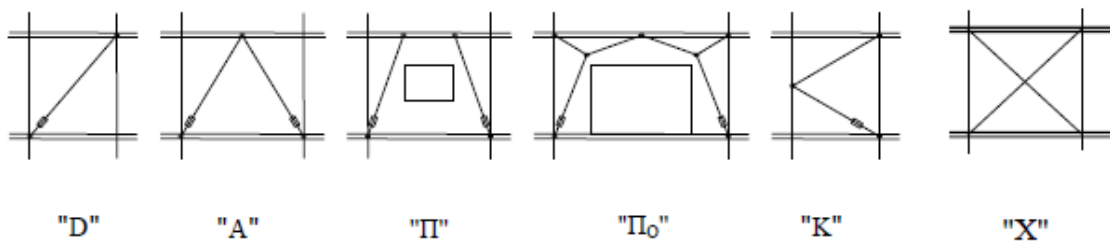


Figure 3. (a,b,c,d,e,f), different configurations of vertical bracing and (g,h,i) historical structures



- Dumpers



Figure 1. Part of Delivered Equipment-Dampers
Figure 1. Connecting of verticals and diagonal with Damper by welding



Figure 2. Characteristic Damages, X cracks, and Dampers

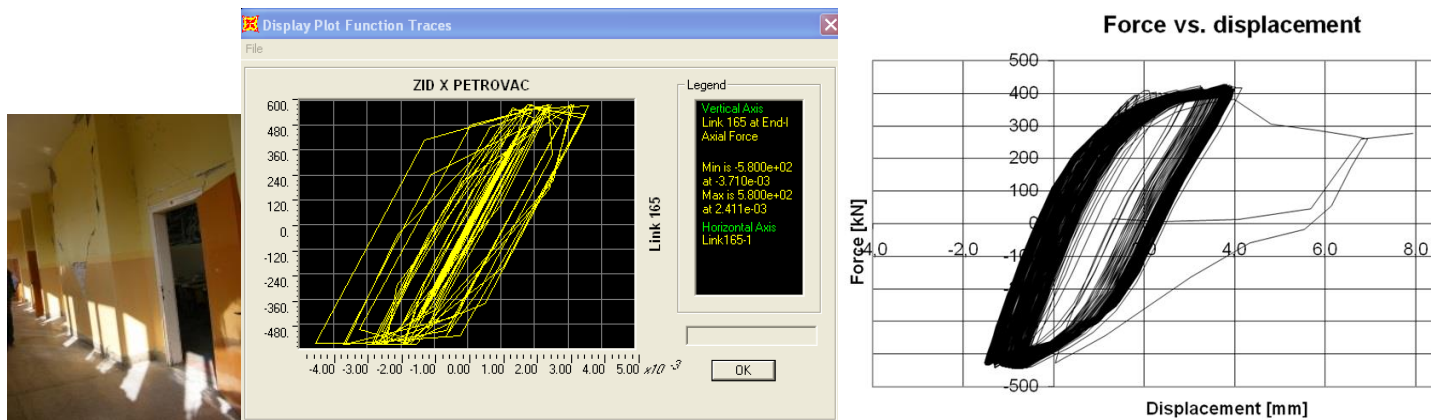
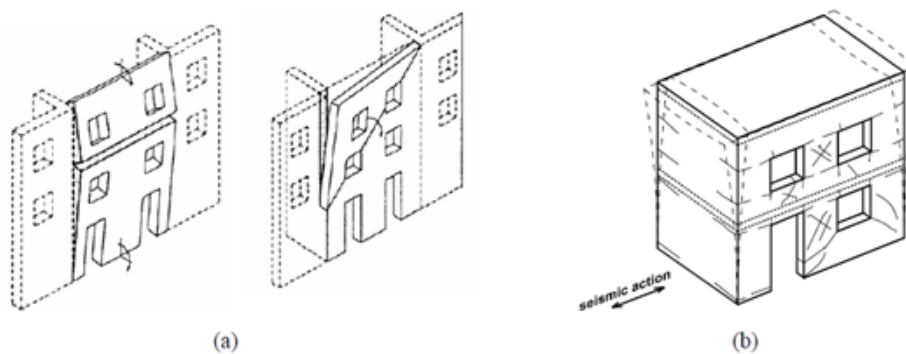
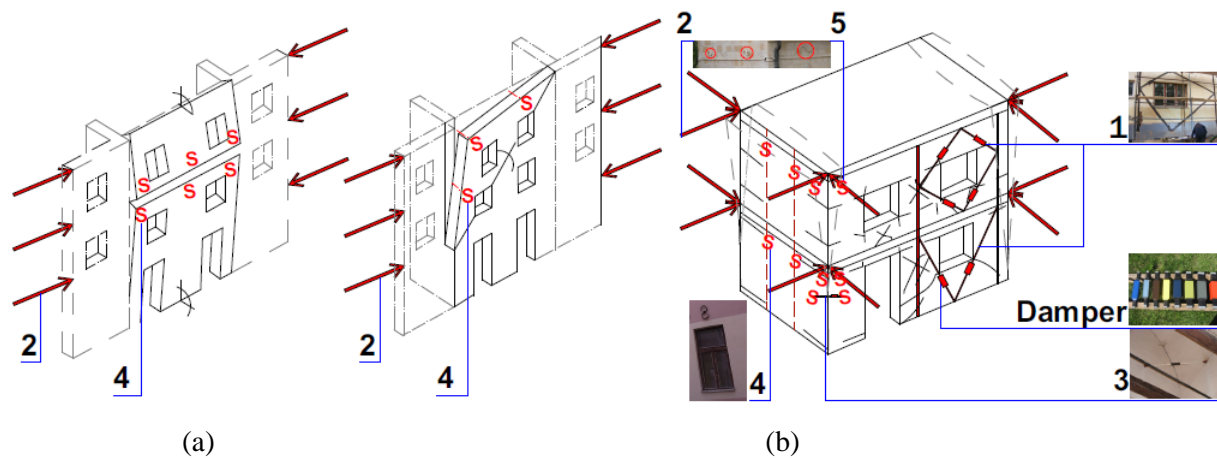


Figure 3. Characteristic Damages and characteristic Dampers, (disgne and test)

FIVE BASIC ELEMENTS



Examples of first-mode “local” damage mechanisms (a, from D’Ayala & Speranza, 2003) and global response mechanism (b).



1. **VERTICAL STIFFENING WITH THE DAMPERS IN THE PLANE OF THE WALL.** Hysteresis wall control of forces in the plane of the wall after the first cracks.
2. **HORIZONTAL OR VERTICAL PRESTRESSING WITH COMPENSATED SHRINKAGE.** Even after shortening of elements due to shrinkage or cracking, compensator retains the force and hysteresis behavior.
3. **THE DIAGONAL CONNECTOR WITH DAMPER.** It connects the wall to the wall, walls to arched construction or horizontal surface elements and controls their hysteresis behavior before and after the formation of cracks.
4. **"S" ANCHOR CONNECTOR WITH DAMPER.** Connects wall to column for forces perpendicular to the plane of the wall or connects floor slabs to the wall and controls their hysteresis behavior.
5. **"S" ANCHOR ELEMENT WITH COMPENSATED SHRINKAGE.** After the force decrease in tie/anchor retains the force and hysteresis control.

4. DESIGN CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE

Design process required for the retrofit of the damaged building starts with proper recording of the damages. The recording process is broken down in twelve steps explained below:

4.1 Assessment of the usability of construction

1. Record geometry, damage and photo Recording, Figure 10.



Figure 1. Recording geometry structure

2. Tests ambient vibrations, Figure 11.

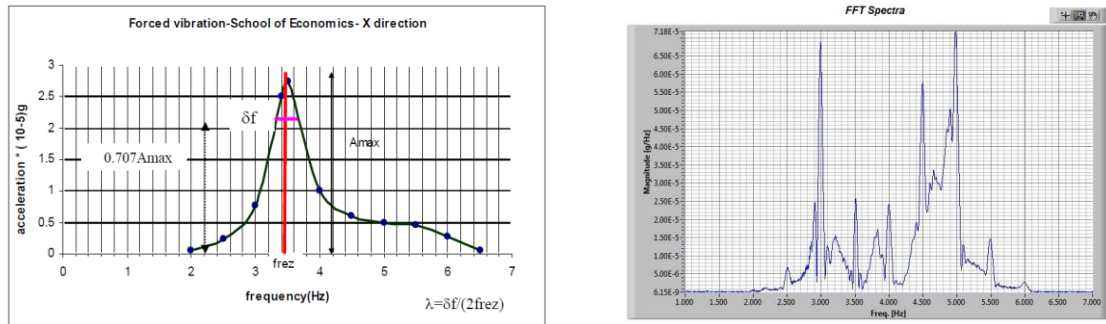


Figure 2. Diagrams damping and a frequency

3. Tests mortar, stone and brick on the cyclical dynamic forces, Figure 3.

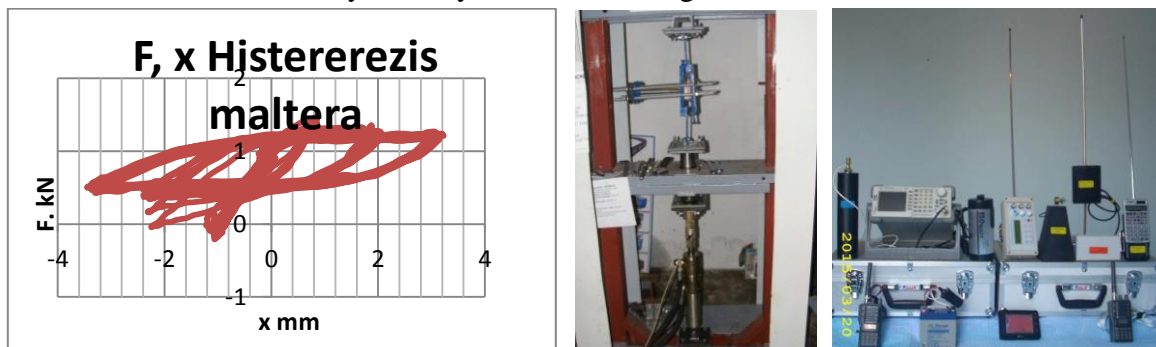


Figure 3. Investigation of the State of the walls and Studies of soil, groundwater and liquefaction. . Universal detector DUD 15

Determination of the content of chemical elements and minerals MORTAR AND FILLING In order to determine the mechanical properties FOR EVERY WALL SPECIAL METHOD Academician SAIN Zvonimir Jankovic. This method detection (non-destructive testing on the basis of resonance oscillation effect at the molecular level) may be effective for each wall to determine the actual state of special plaster and filling. Thus, we achieve efficient modeling taking into account the actual characteristics of the structure. We determine the type of mortar accounts and percentage of mortar in the wall, each wall separately, as well as the existence of hidden invisible imperfections in the wall (compactness). On this basis, given the dependence of the quality of lime mortar and mechanical characteristics determined by the condition of the mechanical properties for each wall separately. There are experiences in several historic structures in Serbia.

4. Assessment of the structure. Showing cracks and fissures

ADVANCED DYNAMIC ANALYSIS Prof GOCEVSKI, MONTREAL

1. Analysis of typical walls advanced numerical methods COSMOS of FEM (Hydro-Quebec, Dr V. Gocevski). wall (b,h), Fig 13, 14 and 15.

- wall (b, h) with a window (b1, h1),
- wall (b, h) with the door (b2 h2) and
- wall (b, h) with two openings (b1, h1) and (b2, e2).



Figure 1. The geometry of the building, and the results of the elaborate FE dynamic analysis. The red areas indicate distribution of cracks in the masonry walls.

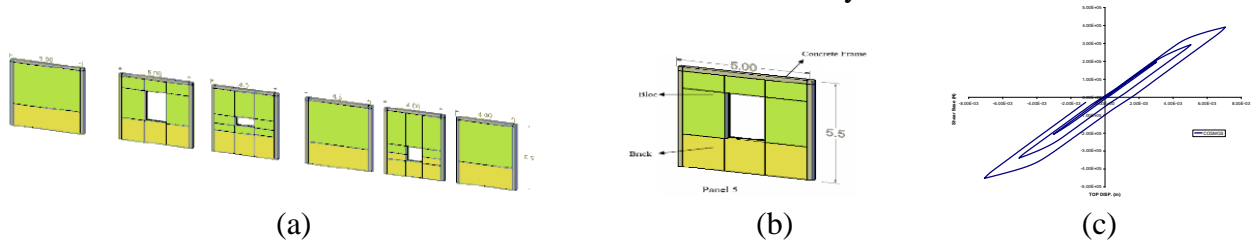


Figure 2. Typical masonry panels (a); panel #5 (b) and its shear force-deformation hysteresis (c)

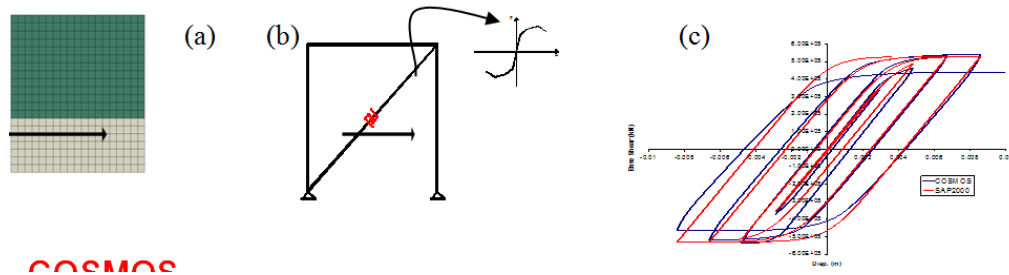


Figure 3. Typical masonry panel (a); replaced by “Link” element (b); having equivalent hysteresis (c)

1. The formation of 3D models to "3D numerical model"., Figure 16.

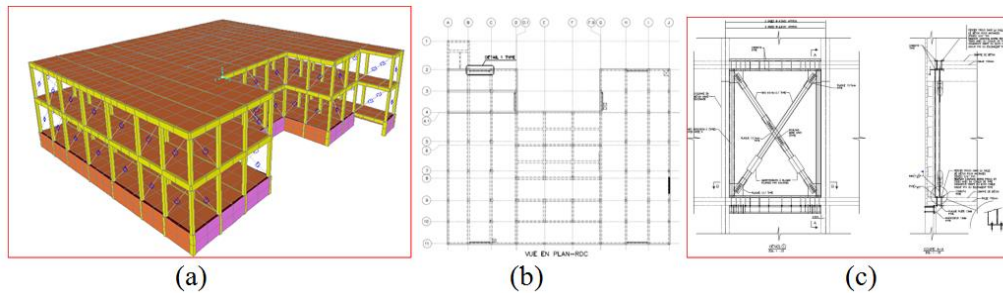


Figure 4. Numerical model including the “Link” elements in "3D numerical model". (a); location of the bracings with dampers on the ground floor of the building (b); and unit of bracing with dampers (c)

2. The choice of three earthquake records, Figure 17.

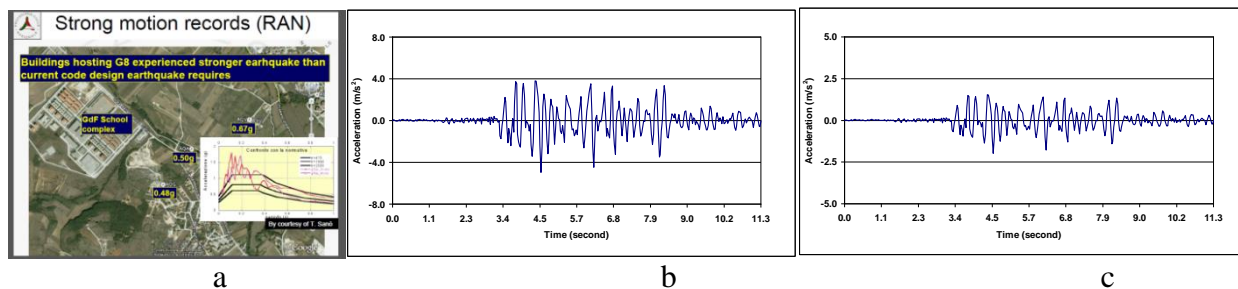


Figure 5. a) The diagram (acceleration, frequency) and (b and c) earthquake records

3. The iterative procedure for calculating and adjusting Dampers and disposition of elements, Figure 18.



Figure 6. (a) D-98 Damper 1.5 to 4.0 mm , $F=320-400$ kN (b) Damper 1.5 to 4.5 mm; 450 kN (test)
Hysteresis obtained from the analysis (a); Results from the test (b)

4. Analysis of computational results with hysteresis diagrams of the device, Figure 19.

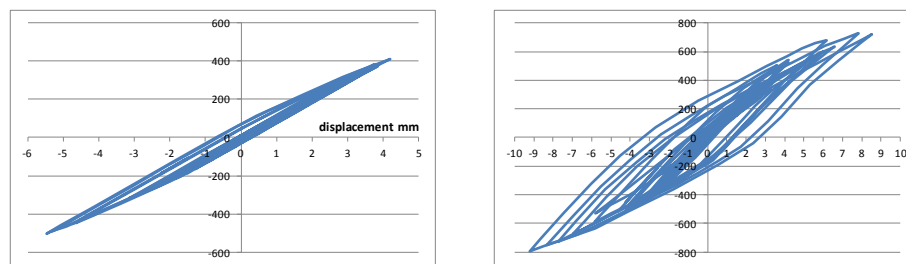


Figure 7. (a) P-16 un-reinforced structure (b) P-16 reinforced structure
Hysteresis for a typical masonry panel obtained from the analysis: (a) before and (b) after the structural reinforcement with bracings and dampers

APPLICATION OF THE SYSTEM IN HISTORIC BUILDINGS

Linee Guida- per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale- Coordinamento e cura redazionale Laura Moro

Ministero per i Beni e le Attività Culturali
DIPARTIMENTO PER I BENI CULTURALI E PAESAGGISTICI
DIREZIONE GENERALE PER I BENI ARCHITETTONICI E PAESAGGISTICI

Contents

1. Modellazione strutturale, analisi sismica e progetto degli interventi per il miglioramento
MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA
2. Metodi di analisi sismica
 - 2.1 Premessa
 - 2.2 Analisi statica lineare
 - 2.3 Analisi dinamica modale
 - 2.4 Analisi statica non lineare
 - 2.5 Analisi dinamica non lineare
- 3 Livelli di valutazione della sicurezza sismica
 - 3.1 LV1: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati
 - 3.2 LV2: valutazione su singoli macroelementi (meccanismi locali di collasso)
 - 3.3 LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto
- 4 Interventi in fondazione

1. Modellazione strutturale, analisi sismica e progetto degli interventi per il miglioramento Per la valutazione della sicurezza sismica ed il progetto degli interventi di miglioramento dei beni culturali tutelati, è opportuno:

- scegliere l'azione sismica di riferimento per il sito sulla base delle più avanzate conoscenze sulla pericolosità sismica, evitando il ricorso alla rigida suddivisione in zone sismiche; tale azione dovrà tener conto delle categorie di terreno di fondazione e, se ritenuto opportuno, potrà essere ulteriormente modificata sulla base di studi di microzonazione sismica;
- definire un livello di protezione sismica di riferimento, sulla base della rilevanza e delle condizioni d'uso del manufatto;
- conseguire una accurata conoscenza della struttura, che consenta di individuare le caratteristiche degli elementi che determinano il comportamento strutturale; nel caso di prove anche solo debolmente distruttive, si dovrà valutare l'impatto delle stesse sulla conservazione del manufatto, limitandosi a quelle effettivamente necessarie per lo svolgimento delle analisi; sulla base del livello di conoscenza raggiunto sarà definito un opportuno fattore di confidenza, per graduare il livello di incertezza del modello;
- adottare uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti (macroelementi), in grado di descriverne la risposta sotto azione dinamica, e coerentemente scegliere uno o più metodi di analisi, in modo tale da poter eseguire valutazioni con un livello di accuratezza adeguato alle finalità dello studio; il modello dovrà essere, per quanto possibile, identificato e validato sulla base del comportamento già manifestato attraverso gli stati di danneggiamento presenti, soprattutto se dovuti a fenomeni sismici;
- esprimere un giudizio positivo sul rapporto tra la sicurezza sismica raggiunta, attraverso un intervento compatibile con le esigenze di conservazione, ed il livello di protezione di riferimento, auspicabile in relazione alla pericolosità sismica ed alle condizioni d'uso; tale giudizio sarà espresso in termini globali, non solo sulla base di un confronto numerico tra accelerazione di collasso e accelerazione attesa nel sito, ma anche considerando altri aspetti che sono stati valutati qualitativamente e che non possono essere considerati esplicitamente nel calcolo;
- adottare opportune regole di dettaglio nella realizzazione degli interventi, volte ad assicurare la compatibilità dei nuovi elementi con quelli originari, la durabilità dei materiali, la massima duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

2. Metodi di analisi sismica

2.1 Premessa

Nel caso degli edifici esistenti in muratura, è possibile ricorrere a diversi metodi di analisi, in funzione del modello con il quale vengono descritte la struttura ed il suo comportamento sismico.

Nel caso del patrimonio culturale, la valutazione della capacità della struttura e della sicurezza sismica andranno effettuate, sia a livello locale che complessivo, utilizzando un opportuno metodo di analisi. In particolare è possibile fare riferimento ai seguenti:

- analisi statica lineare
- analisi dinamica modale
- analisi statica non lineare
- analisi dinamica non lineare

Nel seguito vengono illustrate le condizioni ed i limiti di utilizzo dei metodi di analisi sopra indicati in relazione alle specificità del patrimonio culturale.

2.2 Analisi statica lineare

L'azione sismica di riferimento al suolo, per lo stato limite ultimo, viene in questo caso ridotta attraverso il fattore di struttura, per consentire una verifica in campo elastico; in questo modo si tiene implicitamente conto delle ulteriori capacità di spostamento, una volta raggiunta la resistenza limite, prima che la struttura arrivi allo

stato limite ultimo. Si sottolinea che l'applicazione di questo metodo nel caso di edifici storici può risultare problematica per la difficoltà di definire appropriati fattori di struttura, con possibili conseguenze sulla definizione degli interventi.

Nel caso di un'analisi elastica lineare ad elementi finiti, il modello deve essere sottoposto ad un sistema di forze orizzontali la cui entità complessiva è definita nell'Ordinanza (punto 4.5.2). Tali forze possono essere distribuite in ragione della quota delle diverse masse, in accordo con quanto indicato nell'Ordinanza, solo nel caso di costruzioni assimilabili dal punto di vista strutturale ad un edificio ordinario. Negli altri casi dovranno essere assunte: a) una distribuzione di forze proporzionale alle masse; b) una distribuzione di forze proporzionale al principale modo di vibrazione nella direzione di analisi, stimato sulla base della distribuzione delle rigidezze e delle masse nei diversi elementi ed eventualmente corretto con procedimenti iterativi. Il periodo di vibrazione potrà essere stimato con la formula indicata nell'Ordinanza solo nel caso di strutture assimilabili ad edifici; per le altre strutture dovrà essere stimato con formule opportune o ricavato a partire dalla forma modale principale, adottando, per i materiali, i valori dei moduli elastici fessurati.

Il valore da assumersi per il fattore di struttura dovrà essere giustificato dalle capacità di spostamento della struttura in campo fessurato, valutato sulla base sia della tipologia di manufatto, sia della qualità costruttiva (materiali, dettagli costruttivi, collegamenti). Gli effetti torsionali accidentali possono essere trascurati, a meno che non si ritengano particolarmente significativi nel caso specifico.

È tuttavia opportuno segnalare che l'uso di un'analisi elastica lineare ad elementi finiti ha in genere poco significato per una struttura complessa, in quanto si ottengono valori puntuali dello stato tensionale nel materiale muratura, da confrontarsi per la verifica con i valori caratteristici di resistenza del materiale. Con questo tipo di analisi si riscontrano, generalmente, tensioni di trazione, non accettabili nella muratura, o elevate tensioni di compressione, molto influenzate dalla discretizzazione in elementi finiti (concentrazioni tensionali negli spigoli). Le verifiche puntuali potrebbero quindi non essere soddisfatte anche in condizioni che nella realtà sono sicure, a seguito di una locale ridistribuzione tensionale nelle aree interessate.

Nel caso di palazzi e ville, ovvero di edifici caratterizzati da pareti di spina ed orizzontamenti intermedi, è possibile fare ricorso ad un modello a telaio equivalente, che consente una verifica a livello dell'elemento strutturale (elementi portanti verticali e orizzontali) e non di tipo puntuale. In questo caso, essendo le essere considerata maggiormente significativa.

Nel caso in cui l'analisi sismica sia basata sulla valutazione distinta di diversi meccanismi locali, sia per una valutazione complessiva del manufatto, sia per una verifica nelle sole zone oggetto di intervento, è possibile utilizzare gli strumenti dell'analisi limite, in particolare nella forma del teorema cinematico.

L'analisi cinematica lineare, come definita nell'Ordinanza (Allegato 11.C), consiste nel calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo di collasso e nella valutazione della corrispondente accelerazione sismica al suolo. Per la verifica allo SLU, tale accelerazione viene confrontata con quella di riferimento, ridotta attraverso un opportuno fattore di struttura.

2.3 Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica modale viene condotta attraverso un modello elastico lineare (ad esempio ad elementi finiti) e quindi la sua attendibilità nella valutazione del comportamento in condizioni limite di resistenza, per gli antichi manufatti architettonici in muratura, è spesso limitata. Infatti, nel caso di strutture complesse, le analisi lineari possono essere utilmente applicate solo quando, dal confronto tra domanda e capacità, emerge che l'escursione in campo non lineare è modesta.

Può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione (quello cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione) e determinare quindi un'attendibile distribuzione di forze da adottare nell'analisi statica lineare. Più discutibile è, invece, considerare il contributo dei modi superiori, che hanno poco significato per una struttura caratterizzata da un comportamento non lineare dei materiali già per valori modesti dell'azione orizzontale.

L'analisi modale con spettro di risposta, che presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, non dovrebbe quindi ritenersi attendibile, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da trasformazioni e fasi costruttive differenti.

L'analisi dinamica modale può essere utilizzata con maggiore confidenza in presenza di strutture flessibili e strutturalmente ben modellabili, come ad esempio le torri, i campanili o altre strutture a prevalente sviluppo verticale. In questi casi possono risultare importanti i contributi dei modi superiori. Restano tuttavia inalterate le difficoltà di determinare opportuni fattori di struttura e fare riferimento a verifiche puntuali dello stato di sollecitazione.

2.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica o cinematica non lineare consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura (legame forza-spostamento generalizzato) ed in particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali. Tale analisi può essere eseguita con un modello che rappresenti il comportamento globale della costruzione o attraverso modelli di sottostrutture (macroelementi: porzioni architettoniche riconoscibili nei riguardi di particolari meccanismi di collasso), operando verifiche locali.

Nel caso dell'analisi statica non lineare, la curva di capacità della struttura può essere derivata dal legame forza-spostamento generalizzato, ottenuto attraverso un'analisi incrementale, per esempio con il metodo degli elementi finiti, utilizzando legami costitutivi non lineari e, se necessario, considerando la non linearità geometrica. L'analisi consiste nell'applicare i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali, che vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, fino al raggiungimento delle condizioni ultime. In presenza di costruzioni fortemente irregolari, la distribuzione di forze inizialmente adottata potrebbe non essere più significativa per la struttura danneggiata; in questi casi è possibile fare ricorso ad analisi di tipo adattivo, aggiornando progressivamente la distribuzione di forze.

Nel caso dei beni architettonici, la varietà delle geometrie e dei sistemi costruttivi rende impossibile definire a priori le caratteristiche di una distribuzione di forze statiche equivalenti al sisma. L'analisi può, ad esempio, essere eseguita considerando due distinte distribuzioni di forze: a) una distribuzione di forze proporzionale alle masse; b) una distribuzione di forze analoga a quella utilizzata per l'analisi statica lineare, ovvero proporzionale al principale modo di vibrazione nella direzione di analisi (nel caso di edifici, è possibile assumere un modo lineare con l'altezza).

Per quanto riguarda l'individuazione della capacità di spostamento ultimo, nel caso in cui il modello sia in grado di descrivere una risposta strutturale con degrado della resistenza (softening), grazie a legami elementi strutturali, esso sarà definito in corrispondenza di una riduzione della reazione massima orizzontale pari al 20%; nel caso invece siano utilizzati un legame elastico non lineare, quale è il modello di solido non resistente a trazione, o legami di tipo elastico perfettamente plastico, l'analisi sarà portata avanti fino a spostamenti significativi, senza la necessità di definire uno spostamento limite ultimo. In entrambe le situazioni, al crescere dello spostamento del nodo di controllo dovrà essere valutata la compatibilità a livello locale in termini di fenomeni di crisi locale (sfilamento delle travi, perdita di ingranamento tra i conci murari, ecc.).

La conversione del legame forza-spostamento generalizzato in sistema bi-lineare equivalente e la corrispondente valutazione della risposta massima in spostamento potranno essere effettuate con procedimento analogo a quanto indicato nell'Ordinanza (punti 4.5.4, 8.1.5.4 e 8.1.6). Considerata la difficoltà di definire lo spostamento allo stato limite ultimo, il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza massima del sistema bi-lineare equivalente non potrà superare un valore massimo ammissibile, definito in base alle caratteristiche di duttilità e dinamiche proprie di ciascuna tipologia e comunque compreso tra 3 e 6.

Nel caso di palazzi e ville, ovvero di edifici caratterizzati da pareti di spina ed orizzontamenti intermedi, è possibile fare riferimento al metodo proposto dall'Ordinanza per gli edifici esistenti in muratura, con le precisazioni indicate al successivo punto 5.4.1 di queste Linee Guida.

In alternativa al metodo degli elementi finiti, anche nel caso di un'analisi non lineare è possibile fare ricorso all'analisi limite, attraverso un'analisi per cinematismi di collasso, assegnando incrementalmente al cinematismo configurazioni variate in spostamenti finiti di entità crescente. Questa prende il nome di analisi cinematica non lineare e consente di valutare le capacità di spostamento del sistema dopo che il meccanismo si è attivato. La procedura per la determinazione del sistema bi-lineare equivalente e per la valutazione della

risposta massima in spostamento (diverse rispetto al caso dell'analisi statica non lineare) è descritta nell'Allegato 11.C dell'Ordinanza.

2.5 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare può essere utilizzata con modelli non lineari ad elementi finiti (o a telaio equivalente), purché i legami costitutivi siano in grado di simulare non solo il degrado di rigidità e resistenza a livello puntuale (o di singolo elemento strutturale), ma anche le caratteristiche dissipative associate al comportamento ciclico isteretico. Questo metodo di analisi non può prescindere dall'esecuzione, con lo stesso modello strutturale, di un'analisi statica non lineare, al fine di determinare la capacità di spostamento ultimo della struttura, eventualmente attraverso una limitazione della duttilità.

Dal punto di vista operativo, l'analisi dinamica non lineare presuppone l'utilizzo di diversi gruppi di accelerogrammi (almeno tre) selezionati in modo da risultare compatibili con lo spettro di risposta corrispondente al tipo di sottosuolo o diversamente determinati secondo quanto indicato ai punti 3.3 e 3.4. E' inoltre opportuno segnalare che, in funzione delle caratteristiche dinamiche della struttura, dovrà essere adeguatamente selezionato il passo temporale di integrazione delle equazioni del moto, eventualmente attraverso un'analisi di convergenza.

È quindi opportuno utilizzare questo metodo di analisi solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo di diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà. In tali casi, l'analisi dinamica non lineare spesso porta alla valutazione di una richiesta di spostamento inferiore a quella stimata con l'analisi statica non lineare.

3. Livelli di valutazione della sicurezza sismica

3.1 LV1: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati

La conoscenza del livello di rischio cui è soggetto il patrimonio architettonico tutelato è prerogativa imprescindibile per la sua conservazione nel tempo e per una fruizione in sicurezza.

La valutazione della sicurezza sismica può essere condotta con riferimento a metodi semplificati che siano tuttavia in grado di stimare l'accelerazione del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo. Deve essere peraltro precisato che tale valore dell'accelerazione, rapportato all'accelerazione di picco caratteristica del sito, serve solamente a definire un indice di sicurezza sismica (IS), utile a stabilire delle priorità di intervento; interventi di miglioramento sismico per la mitigazione del rischio saranno eventualmente realizzati, se risulteranno necessari, a valle di una valutazione più approfondita (LV2 o LV3).

L'indice di sicurezza sismica IS è così definito:

$$I_s = \frac{a_{SLU}}{\gamma_I S a_g} \quad (5.1)$$

dove: a_{SLU} è l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo; γ_I è il coefficiente di importanza; S è il fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del sottosuolo di fondazione e degli eventuali effetti morfologici; a_g è l'accelerazione di riferimento nel sito.

Valori dell'indice di sicurezza sismica maggiori di 1 indicano che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica prevista nella zona; al contrario se $IS < 1$, la sicurezza del manufatto è inferiore a quella auspicabile, coerentemente con i requisiti richiesti per le costruzioni adeguate.

Nel paragrafo 5.4 sono proposti, come esempio, alcuni modelli meccanici semplificati per la valutazione dell'accelerazione allo stato limite ultimo nel caso delle tipologie e delle configurazioni più diffuse.

Il Ministero per i Beni e le Attività Culturali ha elaborato una metodologia per la conoscenza ed il monitoraggio dello stato di consistenza dei beni architettonici tutelati (Allegato A), da realizzarsi nei prossimi anni attraverso

un diffuso e capillare programma di schedatura ed analisi. Essendo tale patrimonio particolarmente diffuso, gli strumenti di valutazione devono essere rigorosi ma sufficientemente agili da essere applicati a scala territoriale; essi sono basati su una scrupolosa raccolta di informazioni attraverso moduli schedografici, sull'accertamento del comportamento strutturale a seguito della conoscenza e sulla formulazione di un preliminare giudizio qualitativo sul livello di rischio (in particolare quello sismico).

L'interpretazione qualitativa del funzionamento sismico viene in genere basata su una lettura per macroelementi, ovvero individuando parti architettoniche caratterizzate da un comportamento in una certa misura autonomo rispetto al resto della costruzione. Su ciascun macroelemento possono essere individuati uno o più possibili meccanismi di collasso, valutando la maggiore o minore vulnerabilità in relazione alla presenza di presidi antisismici di tipo tradizionale (catene metalliche, contrafforti, ammorsamenti, ecc.) o moderno; deve anche essere considerata la maggiore vulnerabilità eventualmente indotta da trasformazioni, dissesti ed interventi di consolidamento non corretti. Il risultato di questa valutazione viene espresso in forma linguistica, attraverso un livello di vulnerabilità basso, medio o alto¹¹.

3.2 LV2: valutazione su singoli macroelementi (meccanismi locali di collasso)

Questo livello di valutazione si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione.

La valutazione della sicurezza sismica nell'ambito di progetti di intervento su singoli elementi può essere eseguita facendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi); tali modelli possono essere sviluppati seguendo le indicazioni in Allegato B (modelli non lineari ad elementi finiti, analisi limite) ed analizzati con riferimento ai metodi indicati al punto 2.2.

Nel caso di interventi locali, che non modificano in modo sostanziale il funzionamento originale accertato, sarebbe particolarmente gravoso imporre una valutazione complessiva, estesa all'intera costruzione, specie quando questa risulta molto articolata e l'intervento ha un impatto modesto sul comportamento¹¹. A titolo puramente indicativo, nel caso di manufatti particolari o tipologie per le quali non siano utilizzabili i modelli semplificati successivamente proposti e non possano esserne definiti di equivalenti, è possibile associare ai livelli qualitativi di vulnerabilità un intervallo di valori dell'accelerazione allo stato limite ultimo aSLU; nel caso di un manufatto con coefficiente di importanza pari a 1, posto su terreno di fondazione di tipo A ed in assenza di effetti di amplificazione topografica, si otterrebbero i seguenti valori dell'indice di sicurezza a seconda della zona sismica in cui è collocato (si ricorda che, in realtà, sarebbe opportuno ricavare l'accelerazione di riferimento al suolo direttamente da una mappa di pericolosità – vedi punto 3.2):

- vulnerabilità alta aSLU da 0.1 a 0.2 g $a_g=0.35$ g (zona 1) IS da 0.34 a 0.57
- vulnerabilità media aSLU da 0.2 a 0.3 g $a_g=0.35$ g (zona 1) IS da 0.57 a 0.86
- vulnerabilità bassa aSLU da 0.3 a 0.4 g $a_g=0.35$ g (zona 1) IS da 0.86 a 1.14
- vulnerabilità alta aSLU da 0.1 a 0.2 g $a_g=0.15$ g (zona 3) IS da 0.67 a 1.33
- vulnerabilità media aSLU da 0.2 a 0.3 g $a_g=0.15$ g (zona 3) IS da 1.33 a 2.00
- vulnerabilità bassa aSLU da 0.3 a 0.4 g $a_g=0.15$ g (zona 3) IS da 2.00 a 2.67

complessivo. Tuttavia, siccome l'Ordinanza richiede che per qualsiasi intervento di miglioramento venga calcolata l'accelerazione di collasso, relativamente al manufatto nel suo complesso, in questi casi la valutazione della sicurezza sismica complessiva può essere stimata con gli strumenti del livello di valutazione LV1.

Nella definizione dei macroelementi e dei meccanismi di collasso che possono interessare la zona oggetto di intervento è necessario considerare l'eventuale presenza di stati di danneggiamento pregressi (specie se di origine sismica) e le conoscenze sul comportamento di strutture simili (desunte dal rilievo sistematico dei danni post-terremoto).

L'analisi cinematica, lineare o non lineare, rappresenta lo strumento in genere più efficace ed agevole per tale valutazione; i risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se non vengono considerati i diversi dettagli costruttivi che determinano il comportamento reale: presenza di catene, ammorsamento tra murature ortogonali, tessitura muraria, condizioni di vincolo degli orizzontamenti.

Per ciascun macroelemento analizzato, il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo prima e dopo l'intervento consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito, evidenziando l'inutilità di alcuni interventi, nel caso in cui il margine di miglioramento fosse modesto rispetto al negativo impatto dell'intervento in termini di conservazione. Inoltre, considerando l'accelerazione massima al suolo di riferimento nel sito, è possibile valutare l'effettiva necessità degli interventi; infatti, negli elementi in cui l'accelerazione allo stato limite ultimo fosse già superiore a quest'ultima, non sarebbe necessario procedere al miglioramento sismico di quella parte.

3.3 LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto

Questo livello di valutazione considera la sicurezza sismica della costruzione nel suo complesso, ovvero l'accelerazione del suolo che porta allo stato limite ultimo la costruzione nel suo complesso o singole sue parti significative (macroelementi). Il livello LV3 deve essere adottato nella progettazione di interventi che modifichino il funzionamento accertato della costruzione e, comunque, quando il restauro riguarda un edificio di tipo strategico, per l'importanza sociale di conoscere in modo attendibile la sicurezza di tali strutture.

La verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione, ma è possibile procedere alla scomposizione della struttura in parti (macroelementi), a condizione che venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali, in ragione delle diverse rigidità e dei collegamenti tra le stesse; tale ripartizione può essere operata anche in modo approssimato, purché venga garantito l'equilibrio nei riguardi della totalità delle azioni orizzontali. La valutazione può quindi essere eseguita con gli stessi metodi utilizzati al livello LV2, ma sistematicamente su ciascun elemento della costruzione.

Confrontando i valori ottenuti nei diversi macroelementi si può evidenziare l'inutilità di alcuni interventi: a) se il margine di miglioramento è modesto rispetto all'impatto dell'intervento sulla conservazione; b) per l'eccessiva sicurezza fornita ad alcuni macroelementi rispetto agli altri.

4. Interventi in fondazione

L'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la sola o la principale causa dei danni osservati dopo un terremoto. E' possibile omettere gli interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora si riscontrino le seguenti condizioni:

- non siano presenti significativi dissesti attribuibili a cedimenti in fondazione e sia stato accertato che dissesti di questa natura non si siano verificati neppure in passato;
- gli interventi progettati sulla struttura in elevazione non comportino sostanziali alterazioni dello schema statico del fabbricato;
- gli stessi interventi non comportino rilevanti modifiche delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Nei casi in cui le indagini e le analisi mettano in evidenza la necessità di un intervento in fondazione, l'intervento stesso dovrà mirare alla massima uniformità delle condizioni di appoggio al fine di ottenere una distribuzione il più possibile uniforme delle pressioni di contatto. A tal fine, in generale sono da privilegiare interventi di ampliamento della base fondale con sottomurazione, rispetto al ricorso a pali di piccolo diametro o ad altre tecniche di consolidamento localizzato del terreno quali trattamenti colonnari con jet grouting o deep mixing.

L'intervento potrà essere basato sui seguenti provvedimenti, o su di una combinazione di essi. Allargamento delle fondazioni mediante cordoli o platea armata. L'intervento dovrà essere realizzato curando il collegamento fra vecchia e nuova fondazione al fine di ottenere un corpo monolitico atto a diffondere le tensioni in modo omogeneo. A tal fine si adotteranno travi in c.a. armate e staffate, traversi in acciaio di idonea rigidità, barre post-tese che garantiscano una trasmissione degli sforzi per attrito e simili accorgimenti. Questo tipo di intervento ha anche l'effetto benefico di realizzare un efficace collegamento orizzontale fra le murature a livello di fondazione.

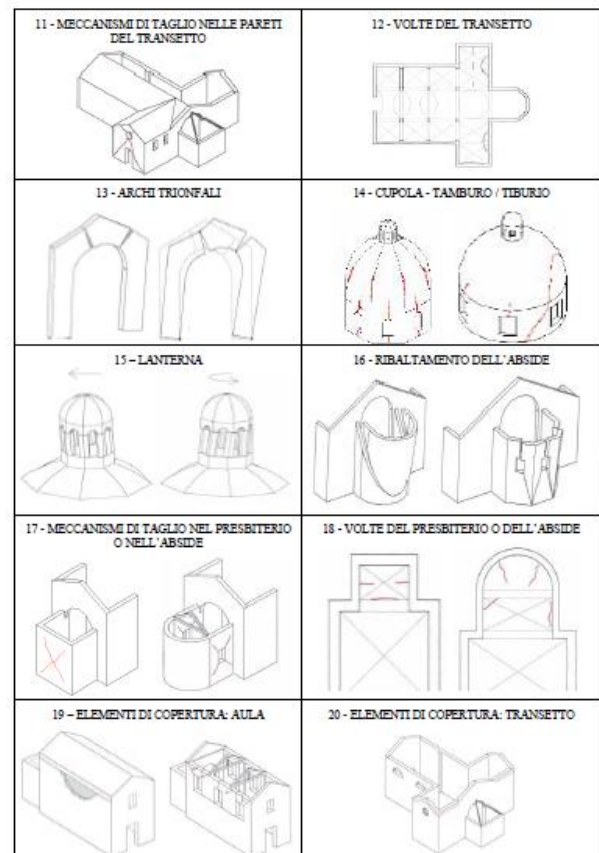
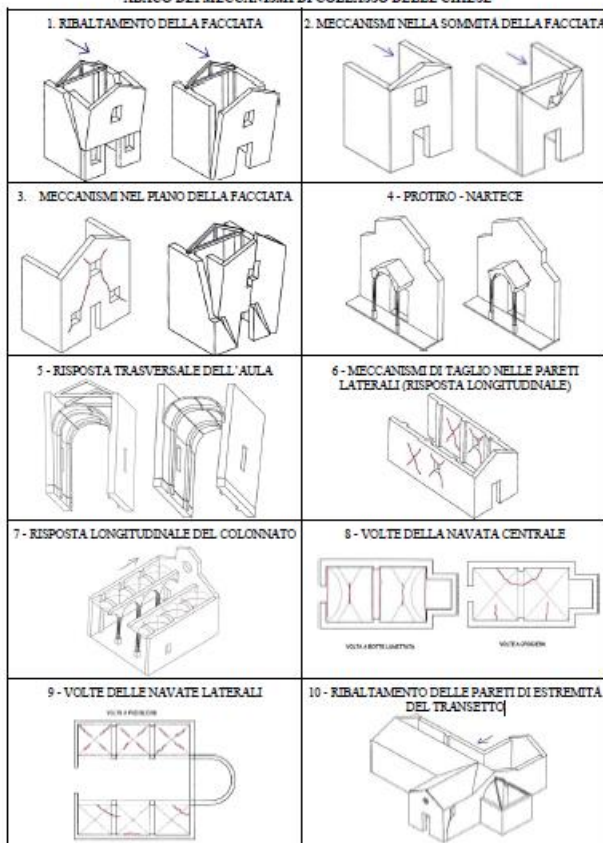
Inserimento di pali trivellati di piccolo diametro (micropali, pali radice). Questo intervento modifica in modo significativo il comportamento delle fondazioni e pertanto di norma dovrebbe essere esteso all'intero edificio e non limitato alle porzioni interessate dai dissesti. Sarà sempre necessaria un'ideale struttura di collegamento fra i pali e la fondazione esistente (ad esempio, cordoli armati connessi alla fondazione con accorgimenti analoghi a quelli elencati al punto precedente), a meno che i pali non siano trivellati attraverso la muratura con una lunghezza di perforazione sufficiente a trasferire i carichi per aderenza. In quest'ultimo caso, occorrerà verificare la resistenza della struttura esistente nelle mutate condizioni di appoggio, ammettendo l'ipotesi cautelativa che tutti i carichi agenti si trasferiscano ai pali.

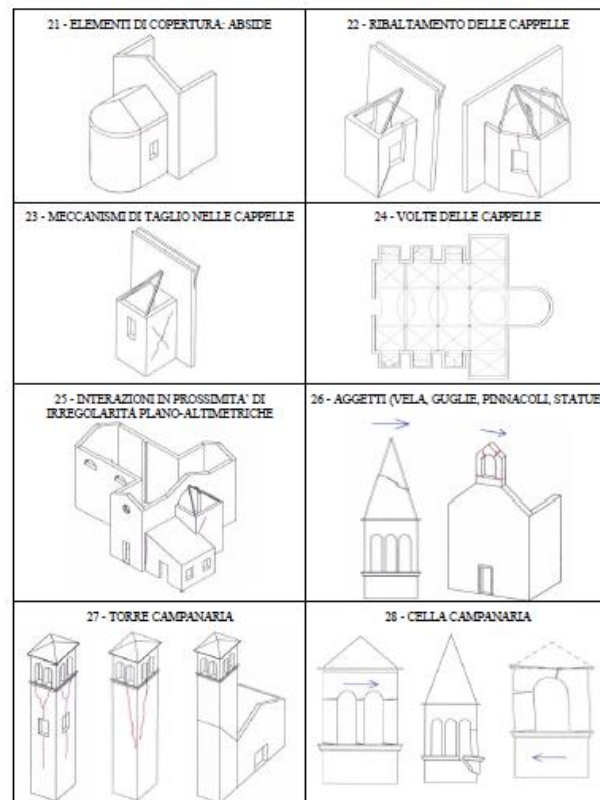
Consolidamento dei terreni di fondazione. I metodi d'intervento possono essere scelti in un'ampia gamma di tipologie, come ad esempio iniezioni di miscele cementizie, resine, silicati o altre sostanze chimiche; trattamenti colonnari di jet grouting o deep mixing. Tali interventi vanno, in linea di principio, evitati qualora si rilevi la presenza di substrati archeologici.

Durante la loro esecuzione, tutti gli interventi elencati producono risentimenti nella struttura che possono essere di varia entità a seconda del tipo di intervento e del terreno. Di tali risentimenti occorrerà tenere debitamente conto, sia programmando gli interventi in modo da minimizzarli, sia facendo precedere gli interventi in fondazione a quelli sulla struttura in elevazione in modo da poter effettuare le necessarie riparazioni.

Nelle situazioni in cui si ritiene possibile l'attivazione sismica di fenomeni d'instabilità del pendio, il problema deve essere affrontato agendo sul terreno e non semplicemente a livello delle strutture di fondazione.

ABACO DEI MECCANISMI DI COLLASSO DELLE CHIESE

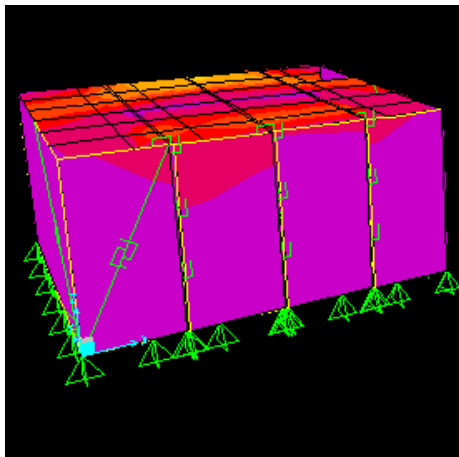




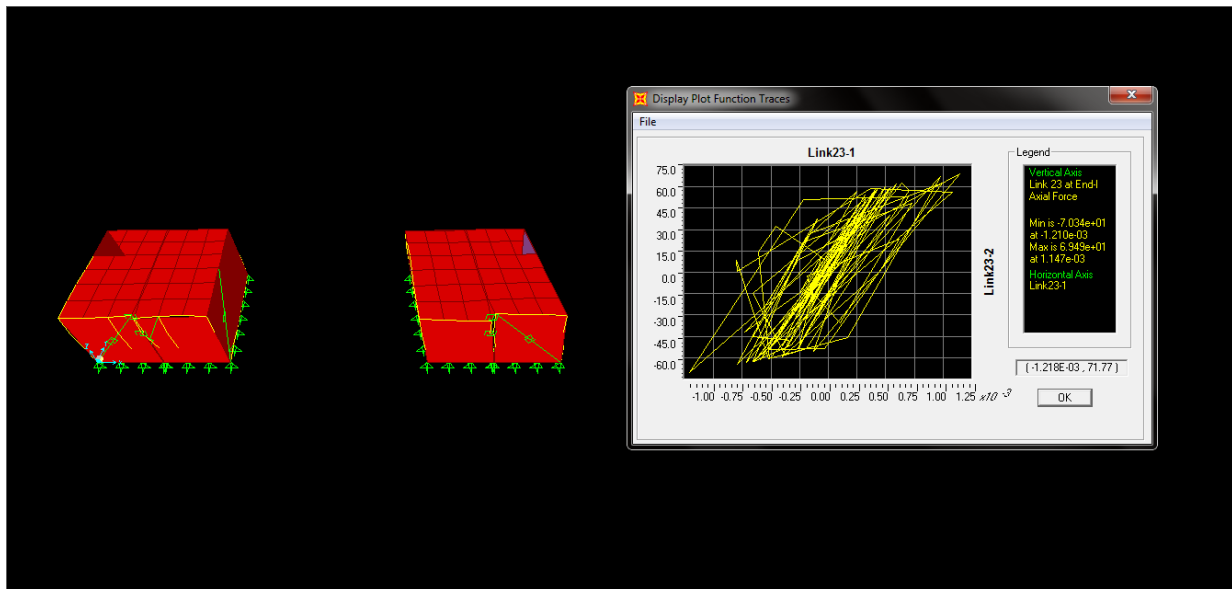
A CALCULATION EXAMPLE (SAP)

1. VERTICAL STIFFENING WITH THE DAMPERS IN THE PLANE OF THE WALL. Hysteresis wall control of forces in the plane of the wall after the first cracks.

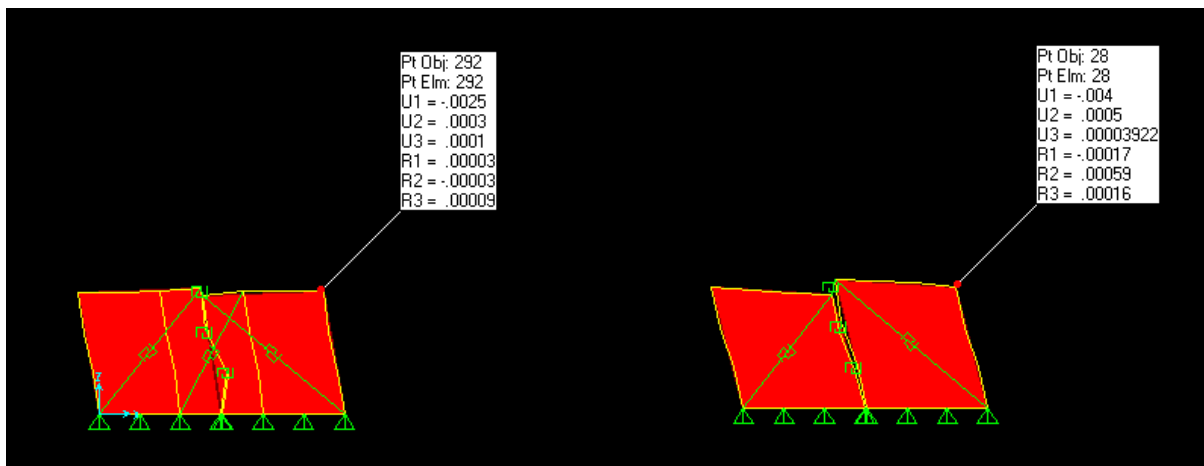
a) The model (dimensions of the base a grid of 6.0 x 6.0 m1), height 3.0 m1.



- b) The walls are made of bricks 40 cm thick, modeled links.
- c) The floor slab is reinforced concrete 25 cm thick.
- d) Earthquake record an earthquake "Petrovac" 0.4 G.

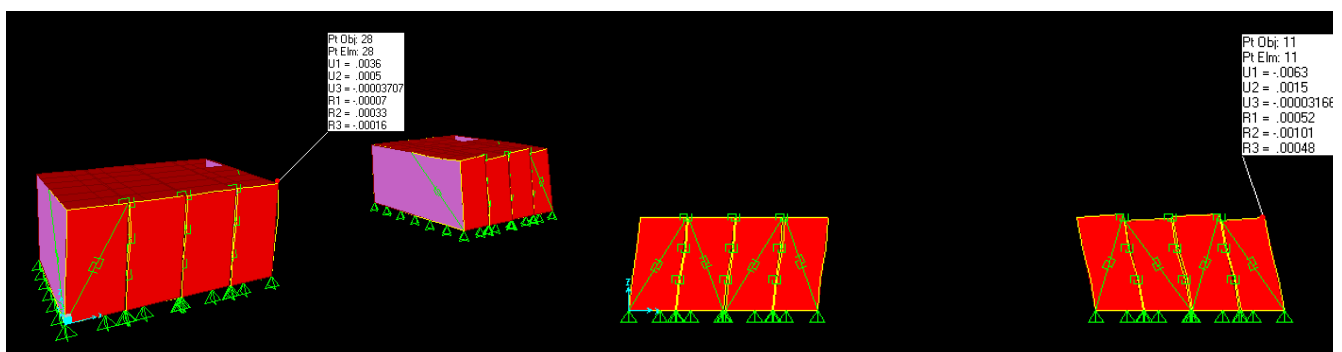


Hysteresis diagram (necessary) ($F=65\text{kN}$, $x=1,5\text{mm}$)



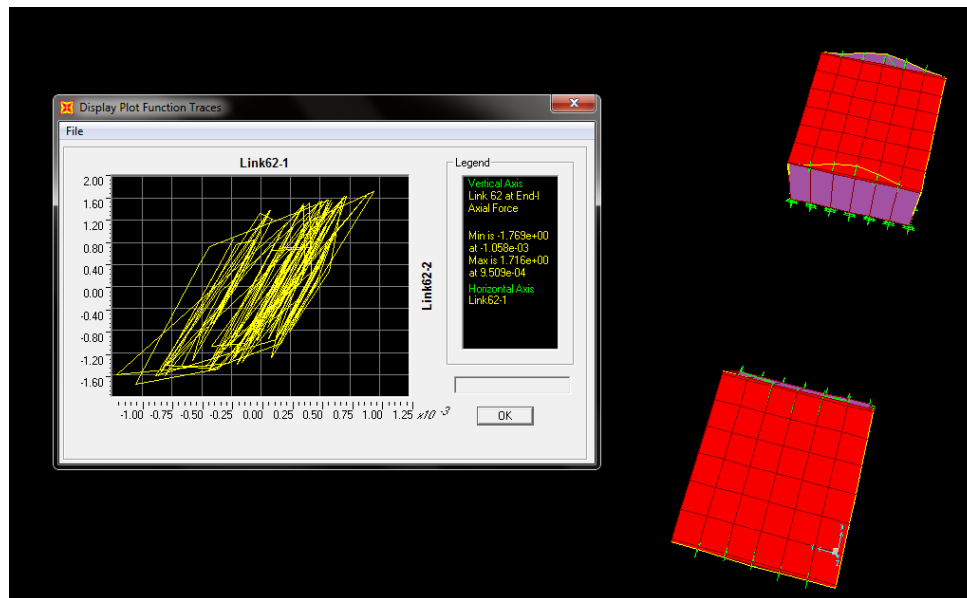
Displacement with damper (0.0025m), Displacement without damper (0,004m)

2. **HORIZONTAL OR VERTICAL PRESTRESSING WITH COMPENSATED SHRINKAGE**. Even after shortening of elements due to shrinkage or cracking, compensator retains the force and hysteresis behavior.
5. **"S" ANCHOR ELEMENT WITH COMPENSATED SHRINKAGE**. After the force decrease in tie/anchor retains the force and hysteresis control.

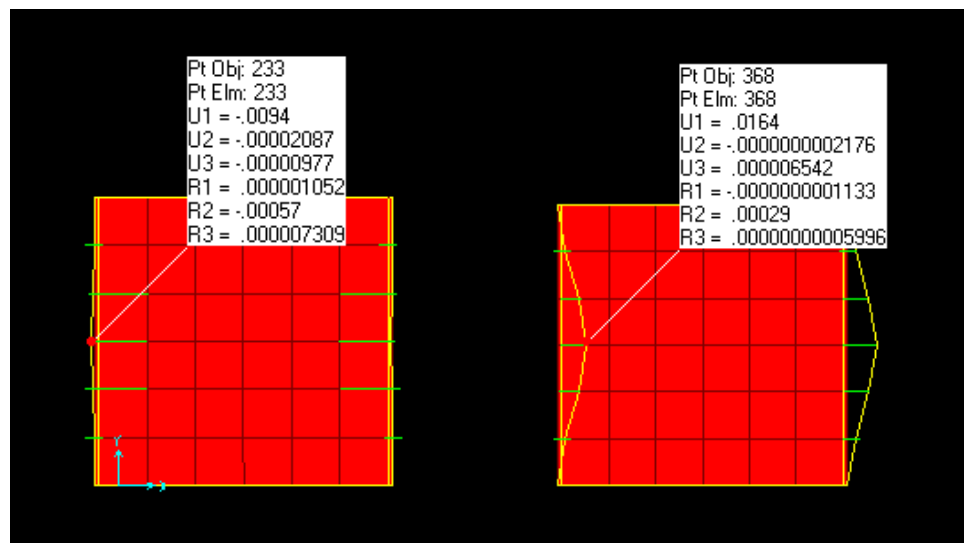


Displacement with damper (0.0036m), Displacement without damper (0,0063m)

4. **“S” ANCHOR CONNECTOR WITH DAMPER.** Connects wall to column for forces perpendicular to the plane of the wall or connects floor slabs to the wall and controls their hysteresis behavior



Hysteresis diagram (necessary) ($F=2$ kN, $x=1,5$ mm)



Displacement with damper (0.0094m), Displacement without damper (0,0164m)

PROCEDURE IN DESIGNING AND RECONSTRUCTION OF STRUCTURES IN THE SYSTEM DC90:

1. Licensed Engineer from the website of the Ministry of Infrastructure of Italy should be responsible designer
2. Consultation on the disposition of System DC90 DC90 setting device (Available regulated by the responsible designer and detailed photographic documentation)
3. Sure to implement a system of quality control at all stages of design and construction (technical control of the project, control the geometry of the disposition of the elements of the system DC90, certificate and documentation of all materials and confirmation of the quality of performance of welding and concrete work, etc.).