鋼木混合構造設計マニュアル

制震壁編

2024 年 2 月 20 日

山佐木材株式会社

目次

１．概要
1.1　はじめに
1.2　適用範囲
1.3　引用規格・資料等

第２章　制震壁の性能評価
2.1　実大試験の実施
2.2　考察
2.3　性能評価式の誘導

第３章　鉄骨フレームに制震壁を設置した建物の構造設計の考え方
3.1　対象とする建物の構成
3.2　耐震設計の基本方針
3.3　具体的な耐震設計目標
3.4　時刻歴振動応答解析による構造設計の妥当性確認
3.5　鉄骨フレームの設計
3.6　制震壁のモデル化の考え方
3.7　制震壁の実装方法
3.8　制震壁の性能評価ツール

第４章　設計例に基づく解説
4.1　対象建物
4.2　ケーススタディー

第５章　精解法と簡便解法の比較

第６章　考察・まとめ

付録）設計支援ツールの操作の実際

１．概要

1.1　はじめに

近年、建築構造分野では非住宅中大規模建築に対する木質材料の活用に注目が集まっている。その背景としては、戦後植林された木材が資源として利用可能な時期を迎える一方、木材価格の下落等の影響により森林の手入れが十分に行き届かず、国土保全など森林の多面的機能の低下が懸念されること、および地球温暖化対策の観点から植林することにより再生可能という点でエコマテリアルである木質材料を再評価しようという機運が盛り上がっていることが、その原因として挙げられよう。

本来、中大規模建築物への木材活用はオーストリア等海外が先行したが、我国でも 2010 年に制定された「公共建築物等木材活用促進法」が契機となって、徐々に非住宅分野を中心に中大規模建築への木材活用が進行しつつある。その背景としては、材料技術の観点からは直交集成板（CLT）の出現が、また社会的観点からは団塊世代が定年を迎える中、熟練工の不足が徐々に顕在化しつつあり、その対策として乾式工法であり熟練工を必要としない木質パネル工法が着目されていることが挙げられよう。

さて、我国は世界有数の地震国であることを考慮すると、多層中大規模建築の木質化を純粋な木質構造のみで進めることは必ずしも効率的とは言えず、鋼構造等との混構造とすることは、市場競争力の観点からも有効である可能性が高い。そのような考え方の元、我々山佐木材は、柱梁には靭性の高い鋼構造を用い、材積の多い床、壁には CLT 等の木質パネルを用いる構法の開発を進めて来た。

令和５年３月には国土技術政策総合研究所より、「新しい木質材料を活用した混構造建築物の設計・施工技術の開発」が刊行され、これまで民間組織だけでは設定が難しかった設計諸元（例えば Ds 等）の取り扱い等もある程度方向性が示されたことから、鋼木混合構造建築も普及に向けた環境は整いつつあると判断し、山佐木材の開発による鋼木混合構造建築の設計マニュアルを刊行することにした。

1.2　適用範囲

多層ビル形の柱・梁フレームが鋼構造、床・壁は木質パネル構造の建物を対象とする。構造的に層数等には特に制限は無い。本建築システムが想定する構造種別は以下である。

柱：　鋼構造

大梁・小梁：　鋼構造

床・壁：　木質パネル（CLT、厚板集成材パネル等）

尚、建物が低層（３階程度以下）で、特に柱軸力が大きくない場合には、以下の点に留意すれば、柱・梁も木質構造として問題無いと思われる。その場合、以下の点に留意する。

・柱と梁の関係は、通し柱・通し壁に横から梁が取り付く形式が望ましい

・梁端に設置された接合金物の降伏が先行するように設計する

1.3　引用規格・資料等

資料１：新しい木質材料を活用した混構造建築物の設計・施工技術の開発

資料２：CLT 関連告示等解説書（2016 年公布・施行）

資料４：木質構造設計規準・同解説

第２章　制震壁の性能評価

2.1　実大試験の実施

（１）概要

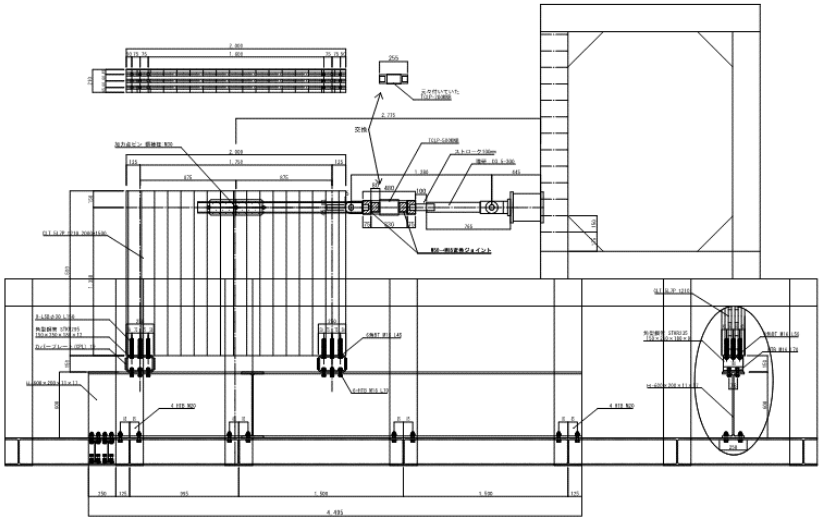
山佐木材が開発した制震壁が実際の建物に実装した場合に十分な制震効果を発揮することが可能かを確認することを目的として、実大試験を実施した。具体的に目的とする制震性能としては、

最大制震力：　200kN

累積変形量：　±300mm 以上

とする。

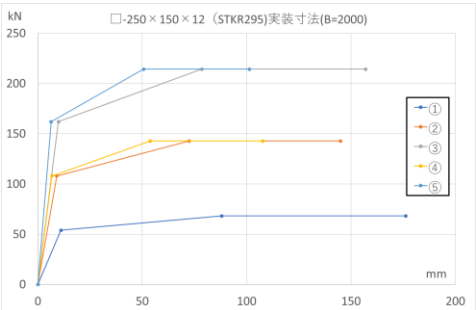
（２）実大試験の方法



（３）試験体一覧

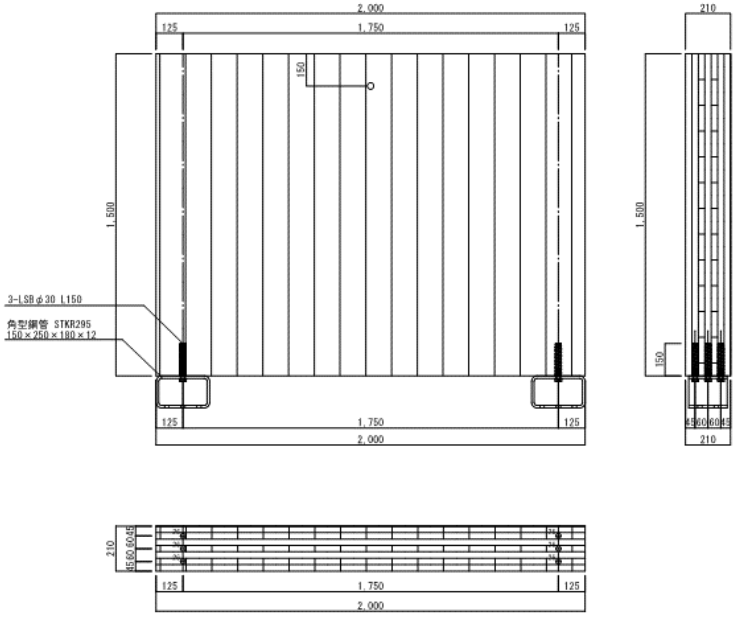
	木質パネル仕様				角型鋼管金物仕様					LSB仕様				追加データ	
	材料	長さ (mm)	幅 (mm)	厚さ (mm)	高さ (mm)	幅 (mm)	厚さ (mm)	長さ (mm)	F値 (N/mm2)	長さ (mm)	本数	せん断強度 (kN/本)	引抜強度 (kN/本)	LSB間隔 Λ	WEB-CP
①	CLT	1500	2000	210	150	250	12	180	295	150	3	15	32	0	0
②	CLT	1500	2000	210	150	250	12	180	295	150	6	15	32	50	0
③	CLT	1500	2000	210	150	250	12	180	295	150	9	15	32	75	0
④	CLT	1500	2000	210	150	250	12	180	295	150	6	15	32	50	9
⑤	CLT	1500	2000	210	150	250	12	180	295	150	9	15	32	75	9

（４）推定強度

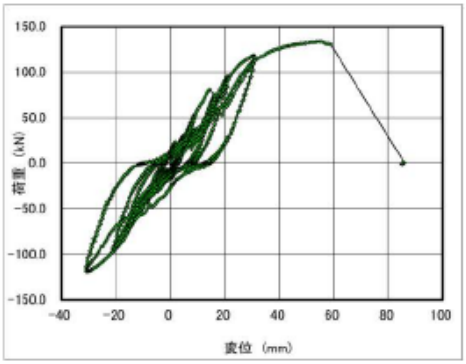


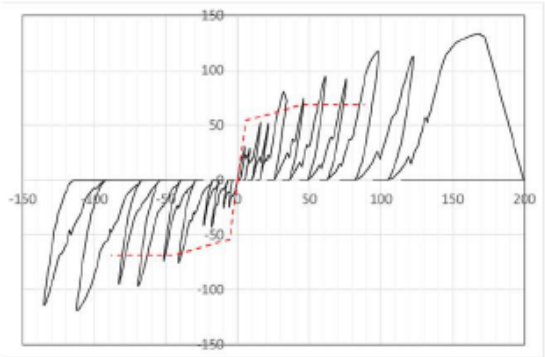
（５）実大試験結果

試験体①

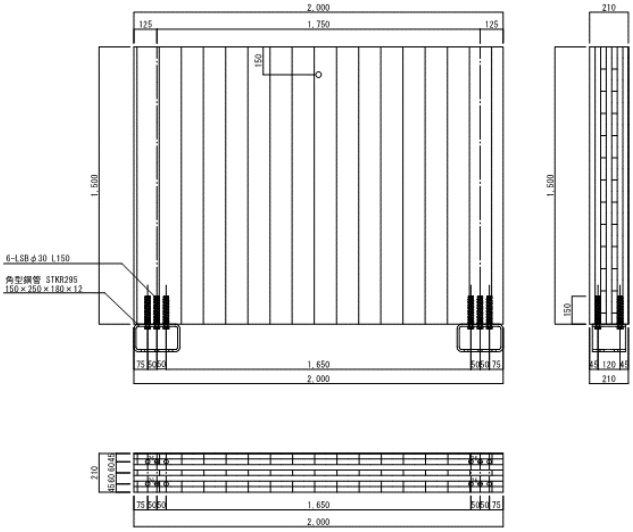


①-1

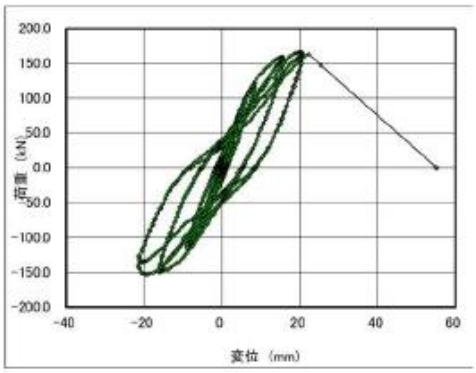


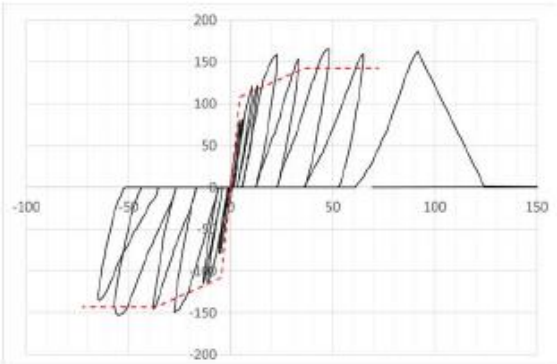


試験体②

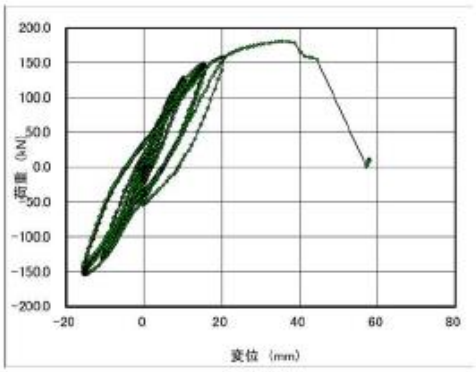

2,000
125
1,750
125
150
1,500
6-LSB φ30 L150
角型鋼管 STKR295
150×250×180×12
75 50 50
1,650
50 50 75
2,000
210
45 120 45
210
1,500
150
210
65 60 60 45
75 50 50
1,650
50 50 75
2,000

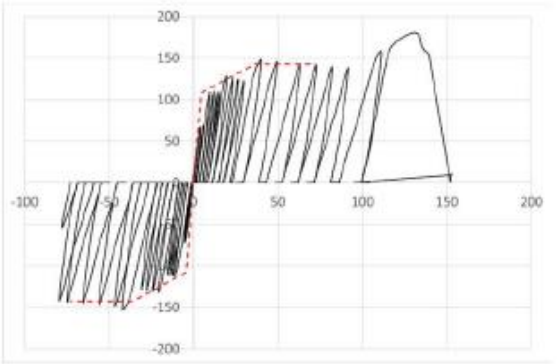
②-1


荷重 (kN)
変位 (mm)

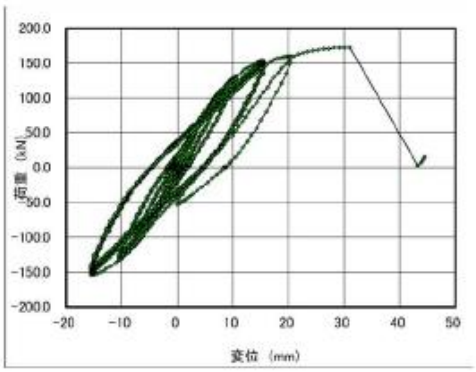


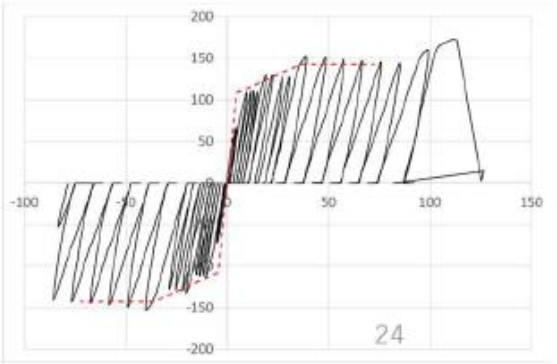
②-2


荷重 (kN)
変位 (mm)

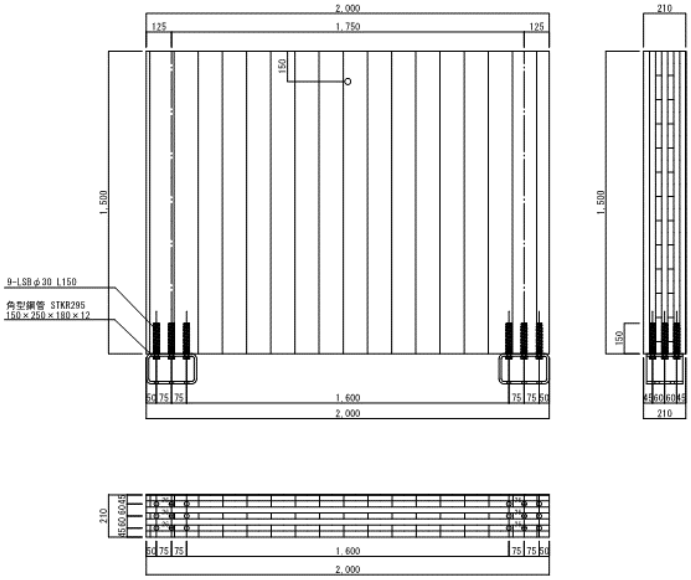


②-3

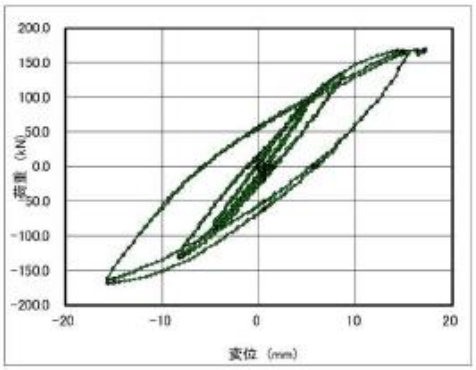

荷重 (kN)
変位 (mm)

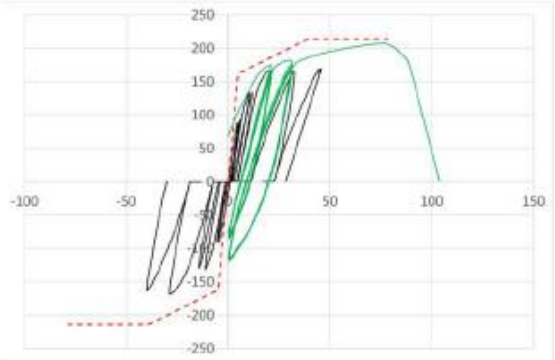


試験体③

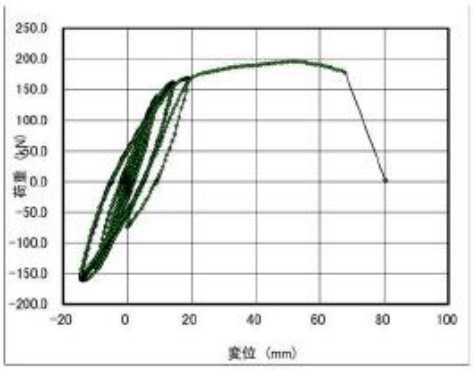

2,000
125
1,750
125
150
1,500
9-LSB φ30 L150
角型鋼管 STKR295
150×250×180×12
50 75 75
1,600
75 75 50
2,000
210
150
45 60 60 45
210

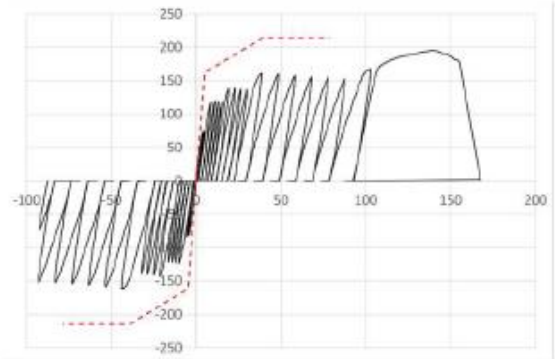
③-1


荷重 (kN)
変位 (mm)

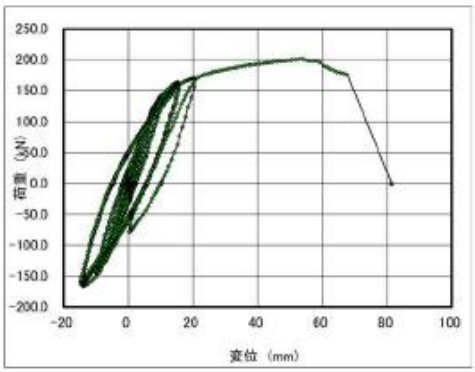


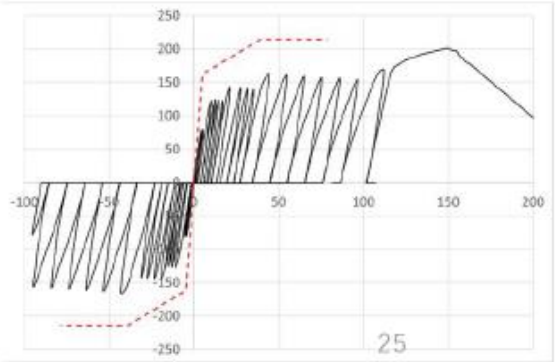
③-2


荷重 (kN)
変位 (mm)

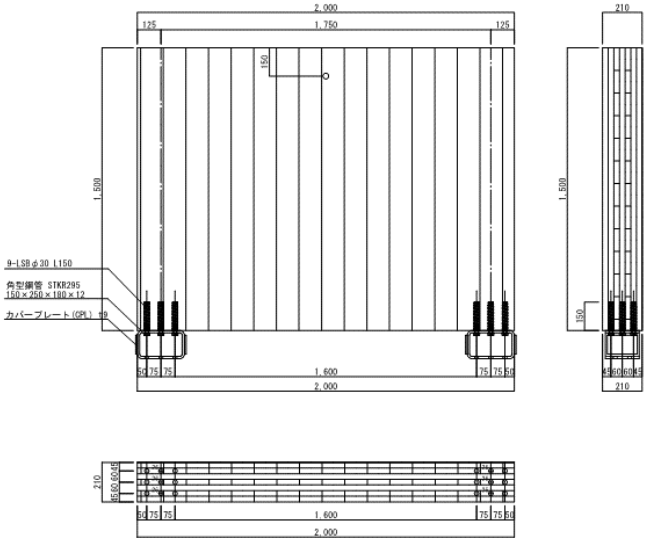


③-3

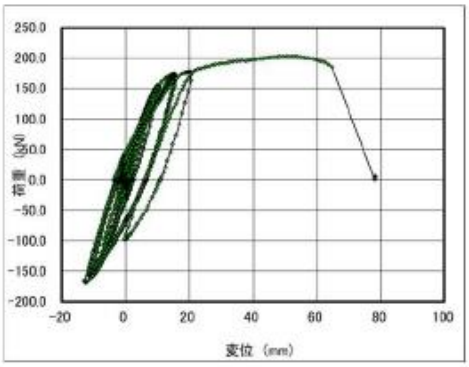

荷重 (kN)
変位 (mm)

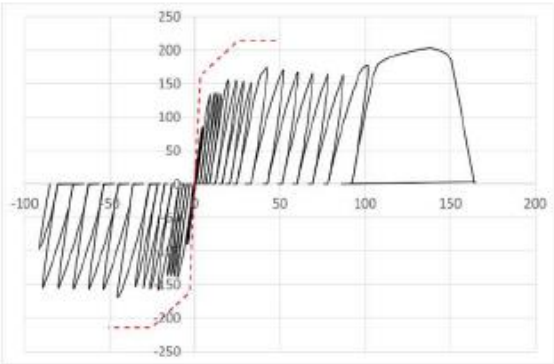


試験体⑤

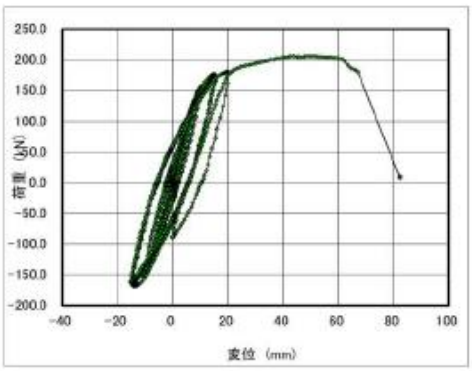

2,000
125
1,750
125
150
1,500
9-LSBφ30 L150
角型鋼管 STKR295
150×250×180×12
カバープレート(GPL) t9
50 75 75
1,600
75 75 50
2,000
210
1,500
150
45 60 60 45
210
210
60 60 60
50 75 75
1,600
75 75 50
2,000

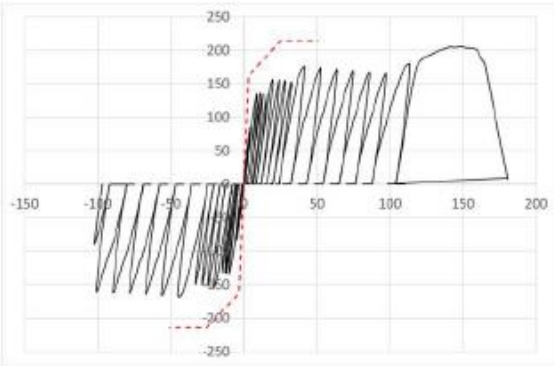
⑤-1


荷重 (kN)
変位 (mm)



⑤-2


荷重 (kN)
変位 (mm)

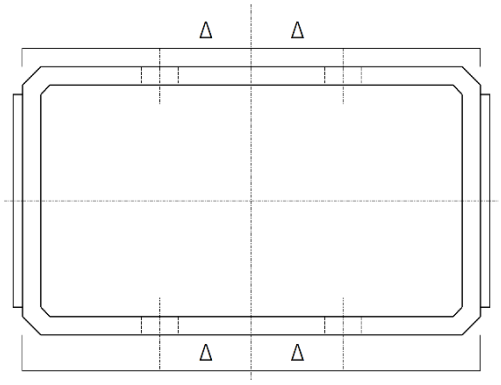


2.2　考察

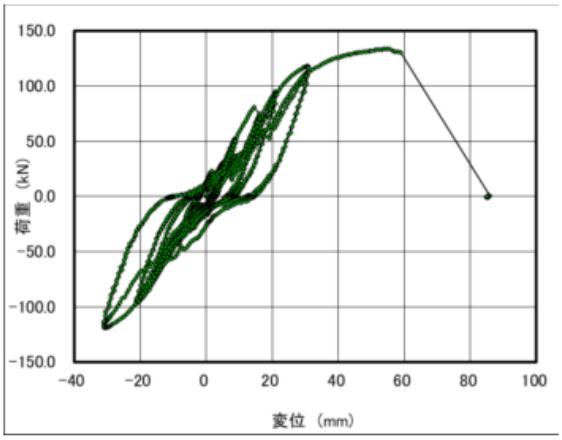
a）LSB 間隔 Δ の影響

・実大試験体①②③の結果の比較を行った。

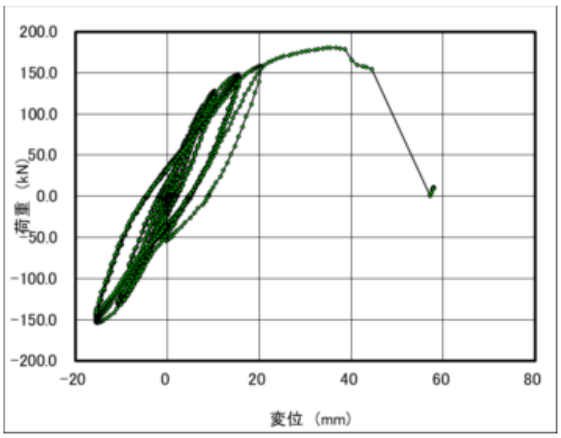
・LSB 間隔 Δ を変化させることにより、制震壁の強度を調整することが可能である。



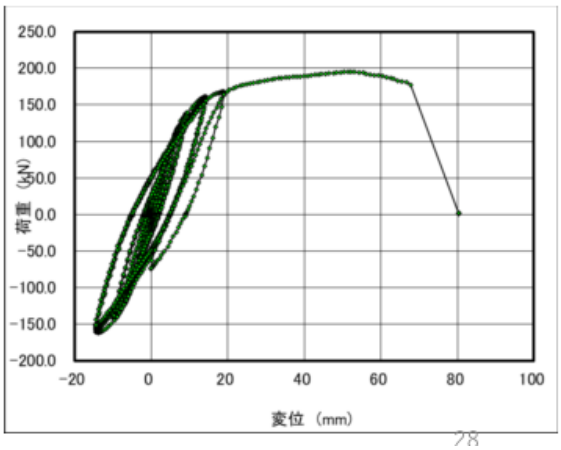
Δ ＝ 0 mm



Δ ＝50mm



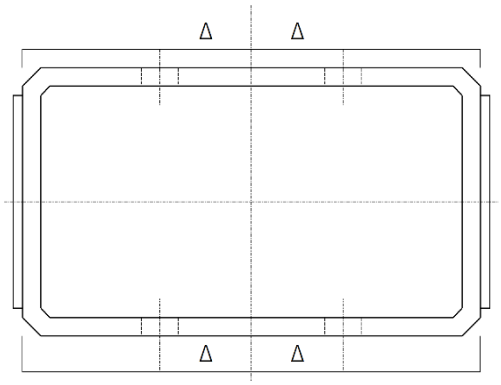
Δ ＝75mm



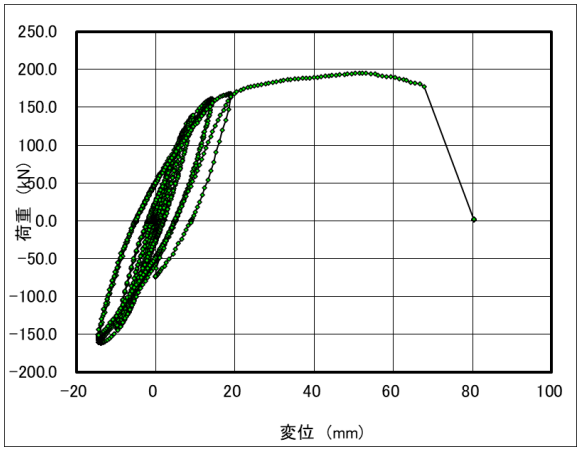
b）カバープレートの影響

・実大試験体③⑤の比較を行った。

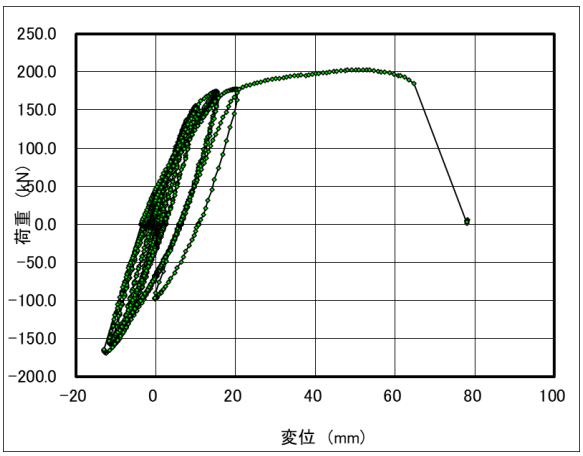
・「カバープレートあり」の方が、若干の剛性の上昇がみられるが顕著ではない。



③カバープレートなし



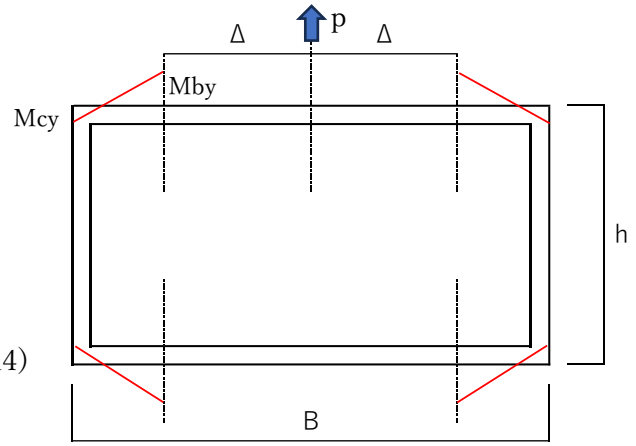
⑤カバープレートあり



2.3　性能評価式の誘導

性能評価式を誘導する手順としては、まず精算解析法データ（角型鋼管金物の鉛直バネ・せん断バネ）を求め、その値を座標変換を行うことにより、制震壁のバネ要素を求め、それらの値を直列バネとし連結することにより、簡便解法用のデータを求めることとした。

(1) 角形鋼管接合金物の鉛直バネ：Kc



接合金物の幅：B(mm)

接合金物の奥行長さ：b (mm)

接合金物の板厚：t (mm)

接合金物のセイ：h (mm)

LSB の位置：Δ(mm)

鋼材のヤング係数：Es (N/mm2)

断面 2 次モーメント：$Is=b\times t^3/12$ (mm4)

$Mcy=0.0625\times p\times(B-2\times\Delta)$ (Nmm)

$Mby=0.1875\times p\times(B-2\times\Delta)$ (Nmm)

鋼管上部中央の変形：

$\delta=p\times(B-2\times\Delta)^3/(48\times Es\times Is)-Mcy\times(B-2\times\Delta)^2/(8\times Es\times Is)$(mm)

接合金物のフランジ面は上下にあるので直列バネとして扱い、1/2 倍する。

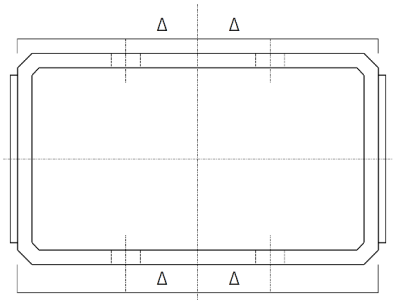
接合金物の鉛直剛性：$kv=p/\delta/2$ (N/mm)

(2) 角形鋼管接合金物のせん断バネ：Kt

ウェブ面は金物 1 体当たり 2 面あるので 2 倍して、

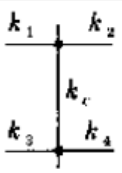
$kt=12\times Es\times Is/h^3\times 2\times a$ (N/mm)

但し、端部の固定度に関する低減係数 a は以下の通りとする

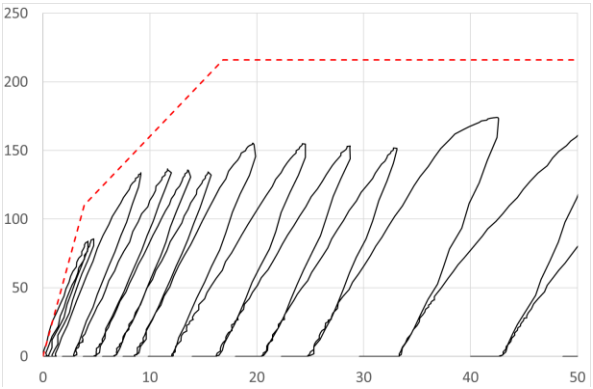


Δ	Lb	Lh	Kbar	a
0	125	150	1.20	0.375
50	75	150	2.00	0.500
75	50	150	3.00	0.600

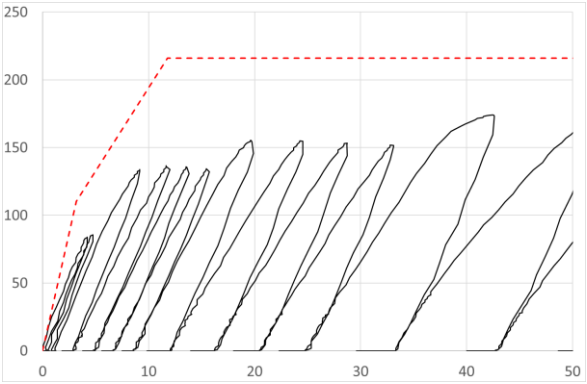
表—1　$\bar{k}$ および a の公式表

条件	記号	$\bar{k}$ および a
一般階		$\bar{k}=\dfrac{k_1+k_2+k_3+k_4}{2k_c}$ (2) $a=\dfrac{\bar{k}}{2+\bar{k}}$ (3)

(3)鋼管金物の剛性の影響



上下フランジの剛性考慮
a =0.6



上下フランジ完全固定
a =1.00

簡便解法用のデータを用い性能評価式より求まる剛性と実験結果を比較すると、a=0.6 とした場合の方が、実験結果との整合性は良い。

(4) 角形鋼管接合金物の曲げ降伏強度

①鉛直方向強度：Py

$Z=b\times t^2/4$ (mm3)

Z の調整係数：$\alpha 1$

鋼材の F 値：fs (N/mm2)

fs の調整係数：$\alpha 2$

$My=\alpha 1\times Z\times \alpha 2\times fs$ (Nmm)

$Py=My*1.333/((B-2\times \Delta)/2)\times 4$(N)

②せん断方向降伏強度：Qy

$Qy=2\times My/h\times 2$

(5) LSB のせん断降伏で決まるせん断耐力

LSB 1 本あたりの許容耐力：　lsbqd＝15kN/本

同　　終局耐力：　lsbqu＝ 2 ×lsbqd

LSB 本数：　n

配置に基づく耐力調整係数：　$\gamma 1=0.6$

木口面に打設の場合の調整係数：　$\gamma 2=2/3$

LSB によるせん断耐力：　$Qwlsb=lsbqu\times n\times \gamma 1\times \gamma 2\times 2$

(6)角型鋼管接合のせん断バネの降伏強度：Qu

Qu＝min（Qy、Qwlsb）

(7)角型鋼管接合のせん断バネの終局強度：　Qmax

Qmax＝Qwlsb

(8) 簡便解法用データの計算

壁体の有効幅：B　、壁体の高さ：D　、壁体の厚さ： t

鋼管金物鉛直剛性：kv　、鋼管金物せん断剛性：ks

木質パネルのヤング係数：Ew、せん断弾性係数：Gw

木質パネル断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ：Iw、断面積：Aw

金物による壁体鉛直剛性：　$Kv＝kv×(B/D)^2$

金物による壁体せん断剛性：　Kt＝kt× 2

壁体曲げ剛性：$Kr＝3×Ew×Iw/D^3$

壁体せん断剛性：Ks＝Gw×Aw/D

等価剛性＝1/((1/Kv)+(1/Kt)+(1/Kr)+(1/Ks))

ｄ）角型鋼管金物の性能評価ツール

(1)角型鋼管金物の精算解法用バネデータ計算図表

角型鋼管フランジの曲げ														
B (mm)	H (mm)	t (mm)	L (mm)	Z (mm3)	F (N/mm2	Mcy (Nmm)	δ (mm)	E (N/mm2)	I1 (mm4)	k0 (kN/mm)	My (kNmm)	Δ (mm)	b (mm)	Py (kN)
250	150	12	180	4320	295	6.25	0.0000025	205000	25920	204.0	1274	75.0	100.0	135.9

精算用データ		
k1 (kN/cm)	k2 (kN/cm)	Qy (kN)
2040.4	61.21	135.9

角型鋼管WEBの曲げによるせん断														
B (mm)	H (mm)	t (mm)	L (mm)	Cp (mm)	Z (mm3)	F (N/mm2)	My (kNmm)	Qy1 (kN)	E (N/mm2)	I1 (mm4)	I2 (mm4)	I (mm4)	k0 (kN/mm)	a
250	150	12	180	6	4320	295	1274	34.0	205000	25920	3240	29160	42.5	0.6

LSBのせん断						精算用データ			
qlsb (kN)	n	α	β1	β2	Qy2 (kN)	k1 (kN/cm)	k2 (kN/cm)	Qy (kN)	Qmax (kN)
15.0	9	2	0.60	0.667	108.0	255.1	38.26	34.0	108.0

(2) 略算用データの計算図表

	木質パネル		精算解析用データ						
			鉛直			せん断			
	B (mm)	D (mm)	弾性剛性 (kN/cm)	2次剛性 (kN/cm)	降伏 (kN)	弾性剛性 (kN/cm)	2次剛性 (kN/cm)	降伏 (kN)	Qmax (kN)
①	1700	1650	2040.4	61.2	135.9	255.1	38.3	34.0	108.0

木質パネル壁体バネデータ						
鉛直			せん断			
弾性剛性 (kN/cm)	2次剛性 (kN/cm)	降伏 (kN)	弾性剛性 (kN/cm)	2次剛性 (kN/cm)	降伏 (kN)	Qmax (kN)
2166.0	64.98	140.0	510.1	76.5	68.0	216.0

木質パネル壁体の剛性									
D (mm)	B (mm)	t (mm)	E (N/mm2)	断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ (mm4)	曲げ剛性 (kN/cm)	G (N/mm2)	断面積 (mm2)	せん断剛性 (kN/cm)	等価剛性 (kN/cm)
1650	1700	210	3000	85977500000	1722.6	500	357000	1081.8	664.5

略算用データ					
等価剛性		降伏後			
弾性剛性 (kN/cm)	低減率	2次剛性 (kN/cm)	Qy (kN)	Qmax (kN)	My (kNm)
254.6	0.148	66.5	68.0	216.0	112.1
118.8	0.395	51.2	68.0	216.0	112.1

e) 考察

(1)実大試験結果に関する考察

解析用データ									
Kbar	a	2次剛性 鉛直	2次剛性 せん断	LSB間隔	WEB-CP	LSB配置 低減率	LSB打設面 低減率	F値調整 係数α1	Z調整 係数α2
3	0.6	0.03	0.15	0	0	0.6	0.6667	1.0	1.0
3	0.6	0.03	0.15	50	0	0.6	0.6667	1.0	1.0
3	0.6	0.03	0.15	50	0	0.6	0.6667	1.0	1.0
3	0.6	0.03	0.15	75	0	0.6	0.6667	1.0	1.0
3	0.6	0.03	0.15	75	9	0.6	0.6667	1.0	1.0

角型鋼管WEBの曲げによるせん断														
B (mm)	H (mm)	t (mm)	L (mm)	Cp (mm)	Z (mm3)	F (N/mm2)	My (kNmm)	Qy1 (kN)	E (N/mm2)	I1 (mm4)	I2 (mm4)	I (mm4)	k0 (kN/mm)	a
250	150	12	180	0	4320	479	2069	55.2	205000	25920	0	25920	37.8	0.6
250	150	12	180	0	4320	479	2069	55.2	205000	25920	0	25920	37.8	0.6
250	150	12	180	0	4320	479	2069	55.2	205000	25920	0	25920	37.8	0.6
250	150	12	180	0	4320	479	2069	55.2	205000	25920	0	25920	37.8	0.6
250	150	12	180	9	4320	479	2069	55.2	205000	25920	10935	36855	53.7	0.6

LSBのせん断						精算用データ			
qlsb (kN)	n	α	β1	β2	Qy2 (kN)	k1 (kN/cm)	k2 (kN/cm)	Qy (kN)	Qmax (kN)
15.0	2	2	0.60	0.667	24.0	226.7	34.01	24.0	24.0
15.0	4	2	0.60	0.667	48.0	226.7	34.01	48.0	48.0
15.0	6	2	0.60	0.667	72.0	226.7	34.01	55.2	72.0
15.0	9	2	0.60	0.667	108.0	226.7	34.01	55.2	108.0
15.0	9	2	0.60	0.667	108.0	322.4	48.35	55.2	108.0

鋼材で決まる Qy1 と CLT で決まる QY2 については、LSB 2 本の場合のみ QY2 が QY1 に比べ小さく、荷重変形関係がスリップ型となっており、LSB のめりこみの兆候は見られる。その他については、めりこみの兆候は見られない。

(3) 終局状態に関する考察

・実大試験から推定される終局引き抜き力

制震壁			LSB					
せん断力	幅	高さ	引抜力	長さ	本数	1 本当たり	実験終局	低減率
200	1750	1500	171.4	150	9	19.0	33.1	0.575

・LSB を変更した場合の余裕度

制震壁			LSB							
せん断力	幅	高さ	引抜力	長さ	本数	1 本当たり	実験終局	低減率	終局	余裕度
200	1750	1500	171.4	300	9	19.0	135.0	0.575	77.7	4.1
200	1750	1500	171.4	450	9	19.0	148.4	0.575	85.4	4.5
200	1750	1500	171.4	600	9	19.0	198.3	0.575	114.1	6.0

ｆ）まとめ

・木質パネル 1 枚当り 200kN 程度の安定した制震力と、繰り返し荷重に対しても優れた累積変形能力を持つ制震壁を開発した。

・制震壁の終局の崩壊形は LSB の引き抜き破壊であった。

・LSB の長さ（現状 L=150）を L=300 以上に変更することにより、LSB の引き抜き破壊は回避できる。

第３章　鉄骨フレームに制震壁を設置した建物の構造設計の考え方

3.1　対象とする建物の構成

本マニュアルが対象とする建物の構成は以下とする。

① 対象とする建物の構成

・柱・梁：鉄骨構造

・床・制震壁：木質パネル（CLT 等）

② 木質パネル制震壁の構成

・木質パネル：CLT（直交集成板）、厚板集成材パネル等

・接合金物：冷間成形角型鋼管

・接合具：LSB（ﾗｸﾞｽｸﾘｭｰﾎﾞﾙﾄ）

3.2　耐震設計の基本方針

①建築基準法が要求する最低限の耐震性能は鉄骨フレームのみでカバーする。

⇒JSCA 耐震性能メニュー：基準級を満足するように設計する。

③ 木質パネル制震壁を設置することにより、鉄骨フームには殆ど損傷が生じない高い耐震性能を確保する。（損傷制御設計を目指す）

⇒JSCA 耐震性能メニュー：上級を満足するように設計する。

3.3　具体的な耐震設計目標

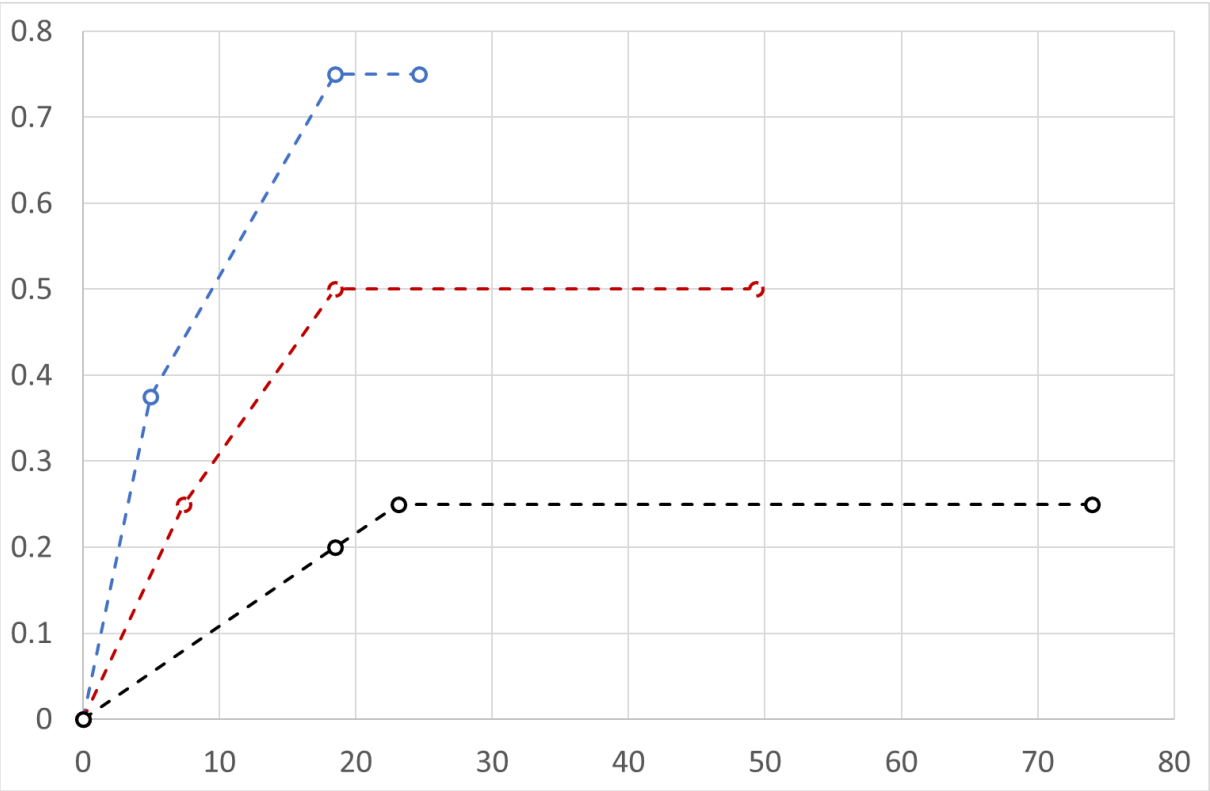
（１）JSCA 耐震性能メニュー

地震の大きさ / 耐震ｸﾞﾚｰﾄﾞ	稀に発生する地震動【震度5弱程度】	かなり稀に発生する地震動【震度5強程度】	極めて稀に発生する地震動【震度6強程度】	余裕度検証用の地震動【震度7程度】
特級	－	－	**無被害～軽微な被害**	**小破**
上級	－	**無被害～軽微な被害**	**小破**	**中破（～大破）**
基準級	**無被害～軽微な被害**	**小破**	**中破（～大破）**	－

（２）JSCA 耐震メニューの具体的構造設計仕様

耐震性能グレード	S造建物の判定基準値		保有水平耐力時の層間変形角	
	Qe時の層間変形角	性能Ds	フレーム構造	ブレース付きフレーム構造
特級	**1/750**	**0.75**	**1/150**	
上級	**1/500**	**0.50**	**1/75**	
基準級	**1/200**	**0.25**	**1/50**	

（３）保有水平耐力の検討用図表

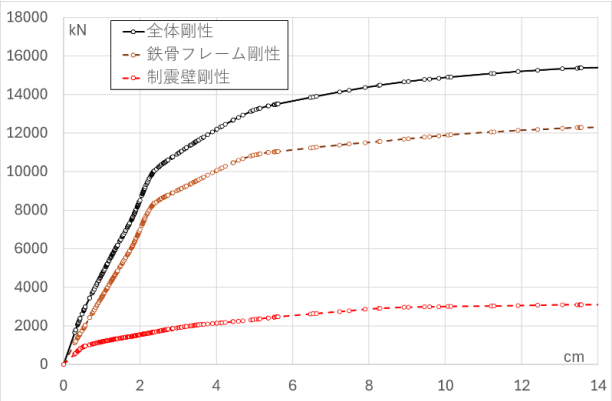


3.4　時刻歴振動応答解析による構造設計の妥当性確認

（１）時刻歴応答解析の工夫

・増分法解析は、鉄骨フレームと制震壁に分けて荷重変形関係を求める。

・増分法解析結果をそのまま利用して振動応答解析を行う。（増分ｽﾃｯﾌﾟを各折れ曲がり点とするﾏﾙﾁﾘﾆｱﾓﾃﾞﾙとして解析する。（右図参照）これにより、極めて短時間で、制震壁の挙動を捉えた解析を行うことが可能である。）



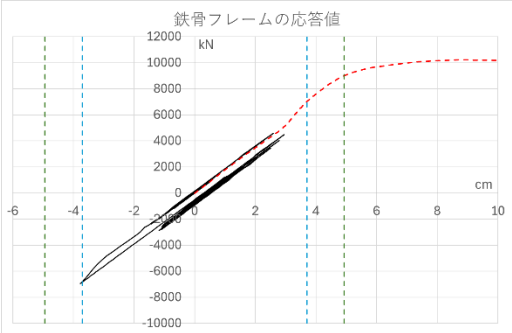
（２）振動応答解析の活用

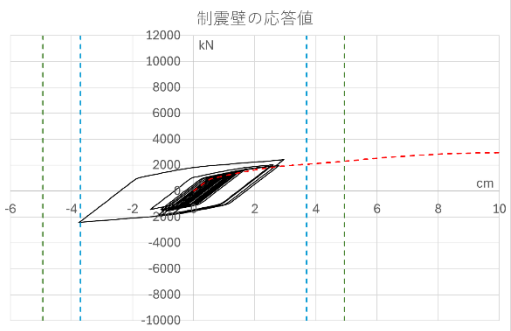
・鉄骨フレーム、制震壁、建物全体に分けて応答値が求まる。鉄骨フレームと制震壁の応答値を比較し、鉄骨フレームの損傷が軽微であることを確認する。

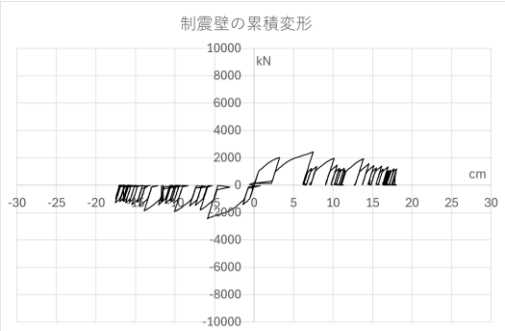
・制震壁の累積変形量が、実験で確認されている累積変形量の範囲に収まっていることを確認する。

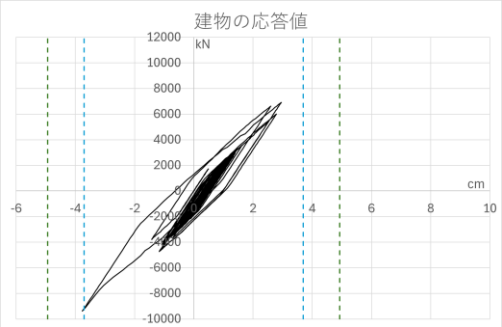
・時刻歴振動エネルギー吸収のグラフから、鉄骨フレームの損傷が軽微であることを確認する。

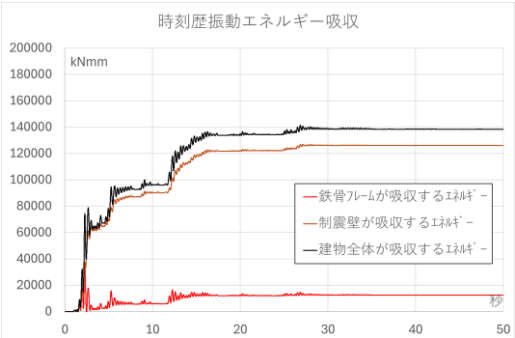
・これらの機能を活用することにより、損傷制御設計が実現していることが確認できる。





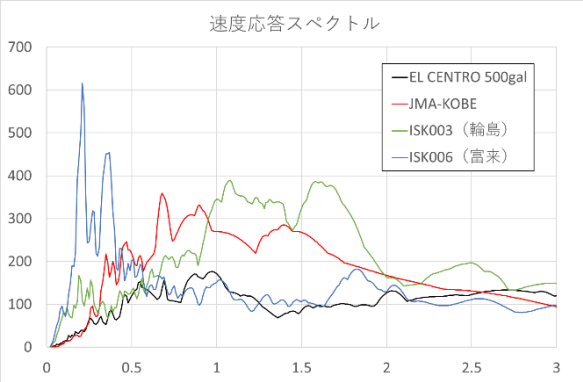






（３）振動応答解析に用いる地震波

地震波名	最大加速度 (gal)
ISK006（富来）	2678
ISK003（輪島）	1496
JMA-KOBE	822
EL CENTRO NS	500



3.5　鉄骨フレームの設計

・鉄骨フレームについては、部材種別「FA」で構成される、高い靭性を有する構造とする。

・鉄骨フレームのみの構造特性係数 Ds は、0.25（A ランク）を目指す。

　具体的には以下の仕様を満足するように設計する。

梁降伏先行、柱は降伏させない

梁のせん断破壊の防止

柱の曲げ座屈の防止：　細長比≦25（SN490）

梁の横座屈の防止：　座屈止め間隔

板要素の局部座屈の防止：　幅厚比制限

柱セイ	板厚	断面2次半径	柱長さ 3000	3500	4000	4500	5000
300	12	117.7	25.5	29.7	34.0	38.2	42.5
300	16	116.1	25.8	30.1	34.4	38.8	43.1
300	19	115.0	26.1	30.4	34.8	39.1	43.5
350	16	136.5	22.0	25.6	29.3	33.0	36.6
350	19	135.4	22.2	25.9	29.6	33.2	36.9
350	22	134.2	22.4	26.1	29.8	33.5	37.3
400	16	156.9	19.1	22.3	25.5	28.7	31.9
400	19	155.7	19.3	22.5	25.7	28.9	32.1
400	22	154.6	19.4	22.6	25.9	29.1	32.3
450	19	176.1	17.0	19.9	22.7	25.5	28.4
450	22	175.0	17.1	20.0	22.9	25.7	28.6
450	25	173.8	17.3	20.1	23.0	25.9	28.8
500	22	195.3	15.4	17.9	20.5	23.0	25.6
500	25	194.2	15.4	18.0	20.6	23.2	25.7
500	28	193.0	15.5	18.1	20.7	23.3	25.9
550	22	215.7	13.9	16.2	18.5	20.9	23.2
550	25	214.6	14.0	16.3	18.6	21.0	23.3
550	28	213.4	14.1	16.4	18.7	21.1	23.4

	SN400	SN490
梁フランジ	10	8.5
梁ウェブ	71	60
箱形断面柱	30	26

幅厚比b/t≦左表の値

柱板厚(SN490)

柱セイ	幅厚比 26	最小板厚
300	11.5	12
350	13.5	16
400	15.4	16
450	17.3	19
600	23.1	25
650	25.0	25
700	26.9	28
750	28.8	32
800	30.8	32

梁フランジ(SN490)

梁幅	幅厚比 8.5	最小板厚
100	5.88	6
150	8.82	9
200	11.8	12
250	14.7	16
300	17.6	19
350	20.6	22
400	23.5	25

梁ウェブ(SN490)

梁セイ	幅厚比 60	最小板厚
350	5.8	6
400	6.7	9
450	7.5	9
500	8.3	9
550	9.2	12
600	10.0	12
650	10.8	12
700	11.7	12
750	12.5	16
800	13.3	16
850	14.2	16
900	15.0	16
950	15.8	16

3.6　制震壁のモデル化の考え方

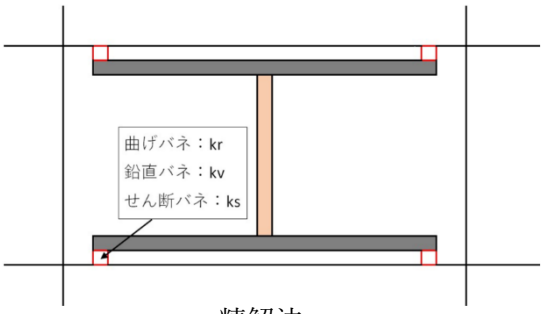
・本マニュアルでは精解法と簡便解法の２つのモデル化の方法を準備している。

（１）　精解法

・バネ要素をそのまま解析モデルに組込む方法

・専用の解析ソフト（汎用構造解析ソフトを用いることが多い）

・問題点：　データ処理が煩雑



精解法

（２）　簡便解法

・バネ要素を結合して等価剛性を求める

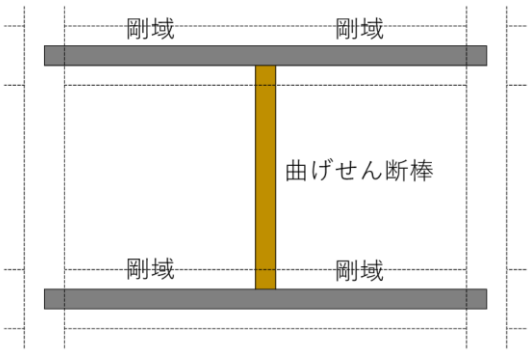
$$Ke=1/(1/Kr+1/Ks+1/Kc+1/Kt)$$

・一貫構造計算ソフトでも扱える

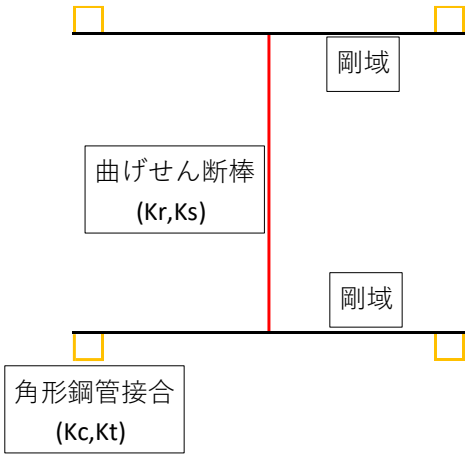
「RC 壁」としてモデル化

「S 造間柱＋剛域梁」としてモデル化

・問題点：　反曲点を仮定する必要がある



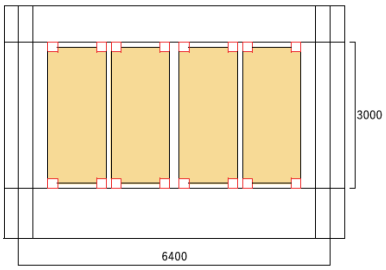
簡便解法



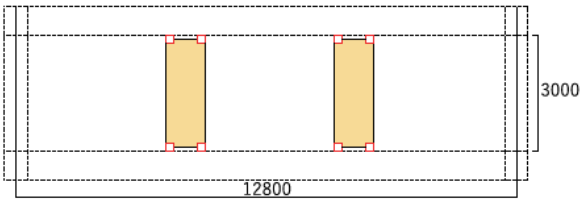
3.7　制震壁の実装方法

制震壁の実装方法としては以下の２つの方法を想定している。

①　制震壁タイプ



②　間柱タイプ



3.8　制震壁の性能評価ツール

（1）入力データ

木質パネル仕様					角型鋼管金物仕様						反極点高比
材料	長さ (mm)	幅 (mm)	厚さ (mm)	ﾔﾝｸﾞ係数 (N/mm2)	高さ (mm)	幅 (mm)	厚さ (mm)	長さ (mm)	ﾔﾝｸﾞ係数 (N/mm2)	F値 (N/mm2)	
CLT	3300	1950	210	3000	150	250	12	180	205000	295	0.5
CLT	3300	1200	210	3000	150	250	12	180	205000	295	0.5

LSB仕様					ﾊﾟﾈﾙのせん断弾性係数 (N/mm2)	解析用データ									
長さ (mm)	本数	せん断強度 (kN/本)	引抜強度 (kN/本)	終局/降伏 (せん断)		Kbar	a	2次剛性 鉛直	2次剛性 せん断	LSB間隔	WEB-CP	LSB配置 低減率	LSB打設面 低減率	F値割増 係数	Z割増 係数
300	9	15	90	2	500	3	0.6	0.03	0.15	75	6	0.6	0.6667	1.0	1.0
300	9	15	90	2	500	3	0.6	0.03	0.15	75	6	0.6	0.6667	1.0	1.0

（2）出力データ

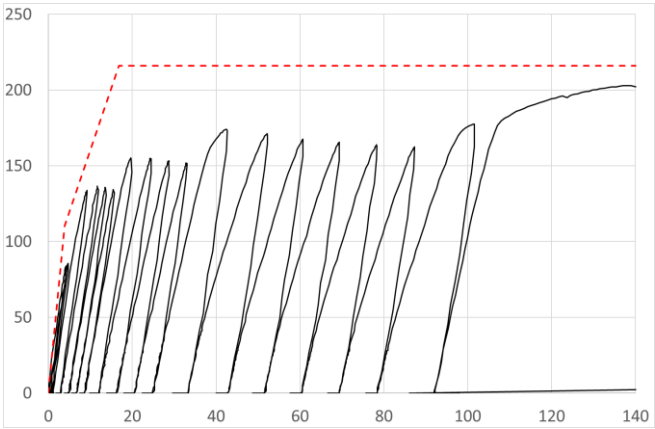
①　精算解析用データ

精算解析用データ							
壁体のみの剛性低減率	鉛直バネ			せん断バネ			
	弾性剛性 (kN/cm)	2次剛性 (kN/cm)	降伏 (kN)	弾性剛性 (kN/cm)	2次剛性 (kN/cm)	降伏 (kN)	Qmax (kN)
0.386	2040.4	61.2	135.9	255.1	38.3	34.0	108.0
0.668	2040.4	61.2	135.9	255.1	38.3	34.0	108.0

③　簡便解法用データ

略算用データ					
等価剛性		降伏後			
弾性剛性 (kN/cm)	低減率	2次剛性 (kN/cm)	Qy (kN)	Qmax (kN)	My (kNm)
254.6	0.148	66.5	68.0	216.0	112.1
118.8	0.395	51.2	68.0	216.0	112.1

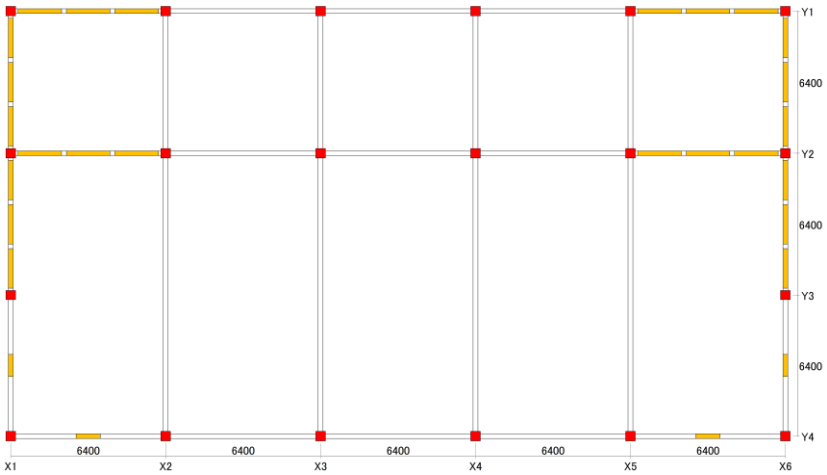
（3）接合部のモデル化の妥当性



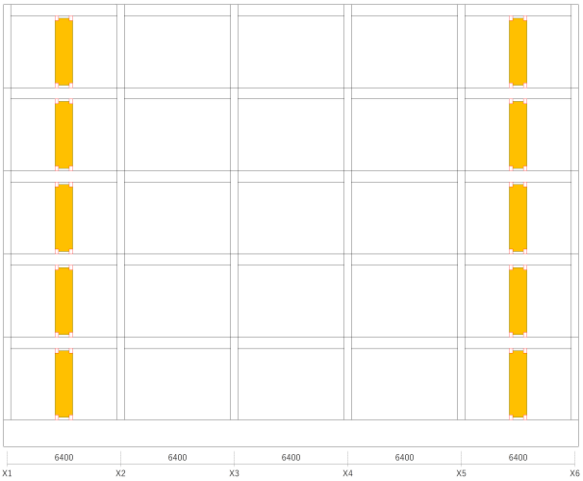
第４章　設計例に基づく解説

4.1　対象建物

（１）床伏図



（２）軸組図



（１）　床固定荷重

ケース１（床：CLT）

	厚さ (mm)	比重	床単位重量 (kN/m2)		
・屋根スラブ					
RCパネル	180	24.0	4.32		
			4.32	→	4.32 kN/m2
・各階床スラブ					
CLTパネル	210	4.0	0.84		
耐火被覆	126	10.0	1.26		
			2.10	→	2.10 kN/m2

ケース２（床：RC）

	厚さ (mm)	比重	床単位重量 (kN/m2)		
・屋根スラブ					
RCパネル	180	24.0	4.32		
			4.32	→	4.32 kN/m2
・各階床スラブ					
RCパネル	180	24.0	4.32		
			4.32	→	4.32 kN/m2

4.2　ケーススタディー

ａ）５階建てモデル「床：CLT」と「床：ＲＣ」の比較

(1)準備計算

●建物重量

①床：CLT の場合

階	床荷重		内壁		外壁		柱		大梁		地震用		鉛直荷重用	
	地震用	鉛直	面積	単位重量	面積	単位重量	長さ	単位重量	長さ	単位重量	重量	単位	重量	単位
R	2900.0	3207.2	106.6	0.36	165.8	0.6	33.3	1.920	86.4	0.960	3184.7	5.18	3491.9	5.68
5	1822.7	2445.3	213.1	0.36	331.5	0.6	66.6	1.920	172.8	0.960	2392.1	3.89	3014.7	4.91
4	1822.7	2445.3	213.1	0.36	331.5	0.6	66.6	1.920	172.8	0.960	2392.1	3.89	3014.7	4.91
3	1822.7	2445.3	213.1	0.36	331.5	0.6	66.6	1.920	172.8	0.960	2392.1	3.89	3014.7	4.91
2	1822.7	2445.3	213.1	0.36	331.5	0.6	66.6	1.920	172.8	0.960	2392.1	3.89	3014.7	4.91

②床：RC の場合

階	床荷重		内壁		外壁		柱		大梁		地震用		鉛直荷重用	
	地震用	鉛直	面積	単位重量	面積	単位重量	長さ	単位重量	長さ	単位重量	重量	単位	重量	単位
R	2900.0	3207.2	106.6	0.36	165.8	0.6	33.3	1.920	86.4	0.960	3184.7	5.18	3491.9	5.68
5	3186.7	3809.3	213.1	0.36	331.5	0.6	66.6	1.920	172.8	0.960	3756.1	6.11	4378.7	7.13
4	3186.7	3809.3	213.1	0.36	331.5	0.6	66.6	1.920	172.8	0.960	3756.1	6.11	4378.7	7.13
3	3186.7	3809.3	213.1	0.36	331.5	0.6	66.6	1.920	172.8	0.960	3756.1	6.11	4378.7	7.13
2	3186.7	3809.3	213.1	0.36	331.5	0.6	66.6	1.920	172.8	0.960	3756.1	6.11	4378.7	7.13

●地震荷重

①　床：CLT の場合

階	W (kN)	ΣW (kN)	α	Ａｉ	Ｃｉ	Ｑｄ (kN)
R	3185	3185	0.250	1.729	0.346	1101.6
5	2392	5577	0.437	1.448	0.290	1614.7
4	2392	7969	0.625	1.267	0.253	2018.8
3	2392	10361	0.812	1.124	0.225	2328.6
2	2392	12753	1.000	1.000	0.200	2550.6

②床：RC の場合

階	W (kN)	ΣW (kN)	α	Ａｉ	Ｃｉ	Ｑｄ (kN)
R	3185	3185	0.175	1.923	0.385	1224.9
5	3756	6941	0.381	1.516	0.303	2104.3
4	3756	10697	0.587	1.299	0.260	2778.5
3	3756	14453	0.794	1.137	0.227	3286.4
2	3756	18209	1.000	1.000	0.200	3641.8

(2)仮定断面

①柱仮定断面リスト

部材番号	断面形状(mm)					E (kN/cm4)	I(cm4)	A(cm2)
	材料	h	b	tw	tf			
1	□	450	450	22	22	20,500	115,295	377

②制震壁リスト

	材料	高さ	幅	厚さ		E	I	A	低減係数	I0
1	厚板	3300	1950	210		300	5005632	4095	0.386	12976031
2	厚板	3300	1200	210		300	2019709	2520	0.668	3024000

剛性	降伏	２次	剛性	降伏	２次	MAX
2040.4	135.9	61.2	255.1	34.0	38.3	108.0
2040.4	135.9	61.2	255.1	34.0	38.3	108.0

① 大梁断面リスト

X 方向

部材番号	断面形状(mm)					E (kN/cm4)	I(cm4)	A(cm4)
	材料	h	b	tw	tf			
1	H	500	200	9	12	20,500	36,672	91
2	RC	1200	600			2,050	8,640,000	7,200

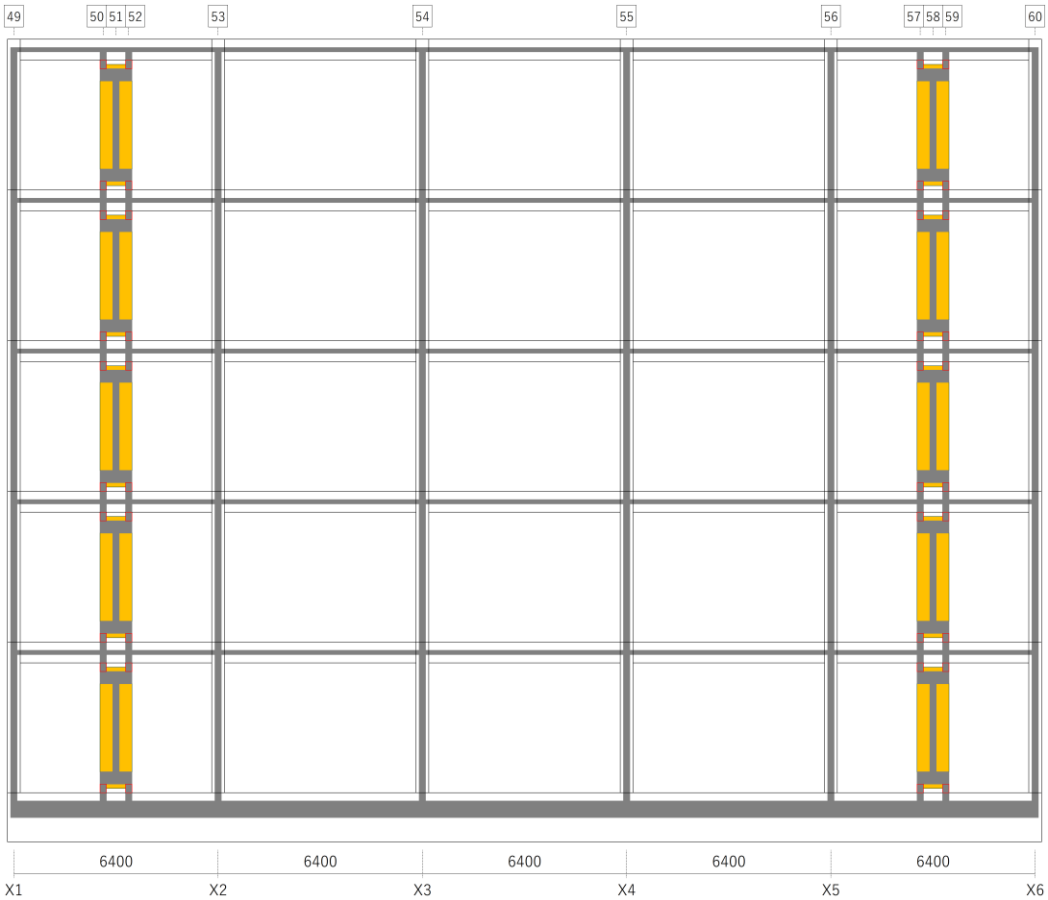
Y 方向

部材番号	断面形状(mm)					E (kN/cm4)	I(cm4)	A(cm4)
	材料	h	b	tw	tf			
1	H	500	200	9	12	20,500	36,672	91
2	RC	1200	600			2,050	8,640,000	7,200
3	H	750	200	12	16	20,500	123,229	150

(3)構造解析モデル

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24
6400 6400 6400 6400 6400
X1 X2 X3 X4 X5 X6

25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48
6400 6400 6400 6400 6400
X1 X2 X3 X4 X5 X6



(4)入力データ

60	6	2	1	370	0.0001	1.4	5000
70	1	2	2	2	2	330	
1	20500.0	36671.8	90.8	546.3			
2	2050.0	8640000.0	7200.0	999.9			
1	20500.0	115294.5	376.6	1332.3			
1	20500.0	36671803.2					
1	300.0	5005631.6	4095.0				
2	300.0	2019709.3	2520.0				
0	0	0					
0	0	0					
2040.4	135.9	61.2					
2040.4	135.9	61.2					
255.1	34.0	38.3	108.0				
255.1	34.0	38.3	108.0				
			基礎梁	基準階梁	柱	壁	
1	0	0	2	1	1	0	
2	35	350	2	1	0	1	
3	120	850	2	1	0	0	
4	205	850	2	1	0	0	
5	235	300	2	1	0	1	
6	320	850	2	1	0	0	
7	405	850	2	1	0	0	
8	435	300	2	1	0	1	
9	520	850	2	1	0	0	
10	605	850	2	1	0	0	
11	640	350	2	1	1	0	
12	1280	6400	2	1	1	0	
13	1920	6400	2	1	1	0	
14	2560	6400	2	1	1	0	
15	2595	350	2	1	0	1	

16	2680	850	2	1	0	0	
17	2765	850	2	1	0	0	
18	2795	300	2	1	0	1	
19	2880	850	2	1	0	0	
20	2965	850	2	1	0	0	
21	2995	300	2	1	0	1	
22	3080	850	2	1	0	0	
23	3165	850	2	1	0	0	
24	3200	350	0	0	1	0	
25	0	0	2	1	1	0	
26	35	350	2	1	0	1	
27	120	850	2	1	0	0	
28	205	850	2	1	0	0	
29	235	300	2	1	0	1	
30	320	850	2	1	0	0	
31	405	850	2	1	0	0	
32	435	300	2	1	0	1	
33	520	850	2	1	0	0	
34	605	850	2	1	0	0	
35	640	350	2	1	1	0	
36	1280	6400	2	1	1	0	
37	1920	6400	2	1	1	0	
38	2560	6400	2	1	1	0	
39	2595	350	2	1	0	1	
40	2680	850	2	1	0	0	
41	2765	850	2	1	0	0	
42	2795	300	2	1	0	1	
43	2880	850	2	1	0	0	
44	2965	850	2	1	0	0	
45	2995	300	2	1	0	1	
46	3080	850	2	1	0	0	
47	3165	850	2	1	0	0	
48	3200	350	0	0	1	0	
49	0	0	2	1	1	0	
50	270	2700	2	1	0	2	
51	320	500	2	1	0	0	
52	370	500	2	1	0	0	
53	640	2700	2	1	1	0	
54	1280	6400	2	1	1	0	
55	1920	6400	2	1	1	0	
56	2560	6400	2	1	1	0	
57	2830	2700	2	1	0	2	
58	2880	500	2	1	0	0	
59	2930	500	2	1	0	0	
60	3200	2700	0	0	1	0	
0							
370		370					
740		370					
1110		370					
1480		370					
1850		370					
1101.6		1101.6					
513.2		1614.7					
404.0		2018.8					
309.8		2328.6					
222.1		2550.6					

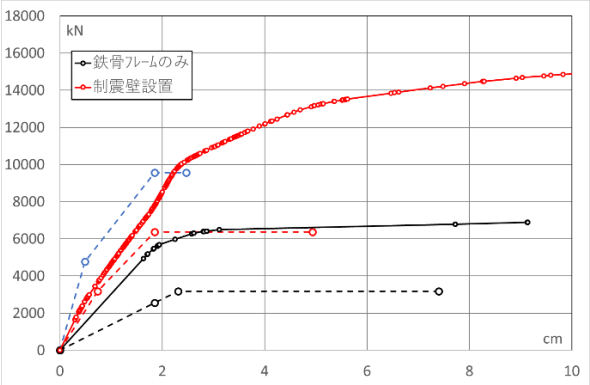
(5)保有水平耐力の検討

①床：CLT の場合

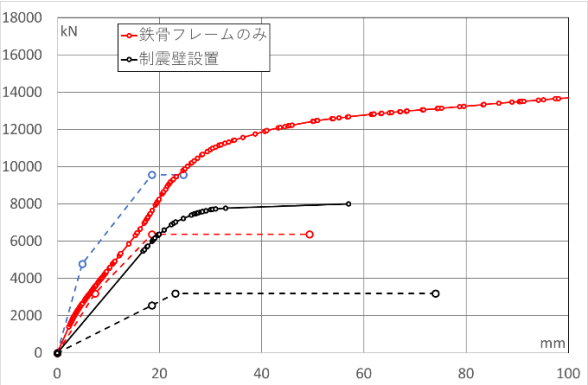
・荷重増分解析を行うことにより保有水平耐力を求める。

・検討用図表を用い、耐震設計の基本方針を満足していることを確認する。

X 方向(1F、床 CLT)



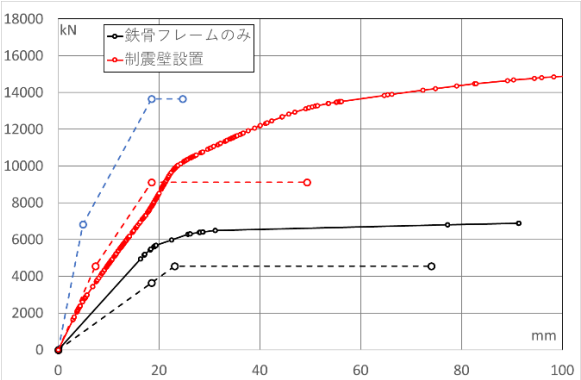
Y 方向(1F、床 CLT)



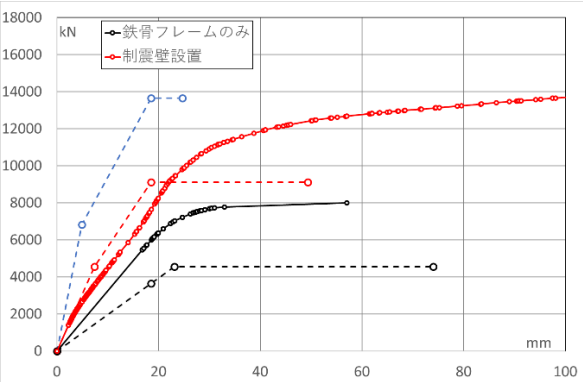
●床 CLT の場合は、第 3 章、3.2 に示した構造設計の基本方針の条件を満たしている。

②床：RC の場合

X 方向(1F、床 RC)



Y 方向(1F、床 RC)

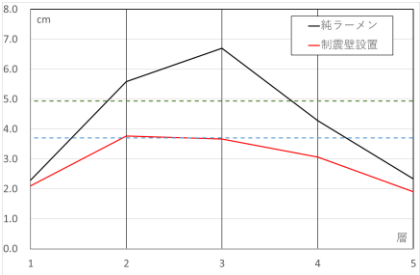


●床 RC の場合は、第 3 章、3.2 に示した構造設計の基本方針の条件を満たしいない。

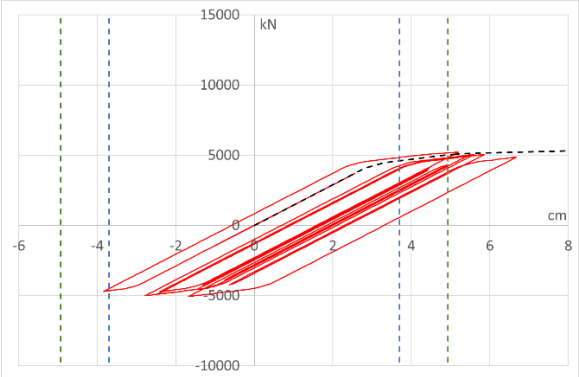
(6)振動応答解析結果

●X 方向、EL CENTRO NS 500gal

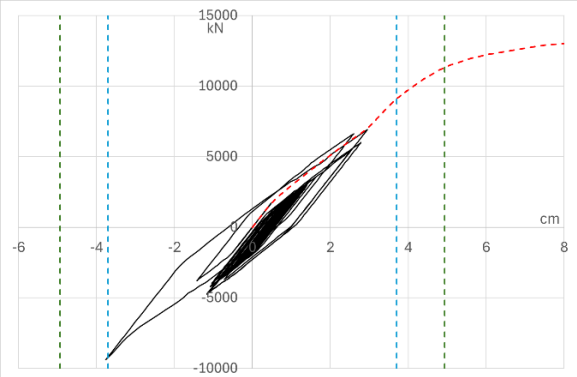
層間変形



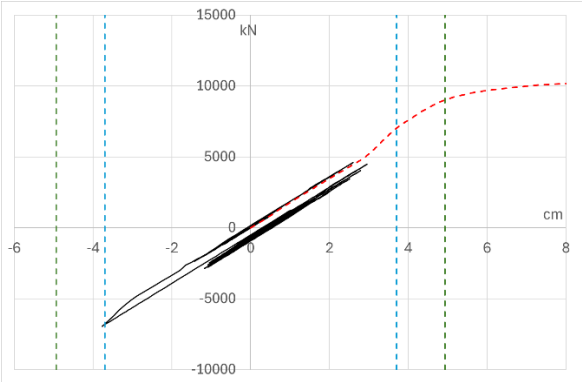
鉄骨ﾌﾚｰﾑのみ（制震壁無し）の場合（３F）



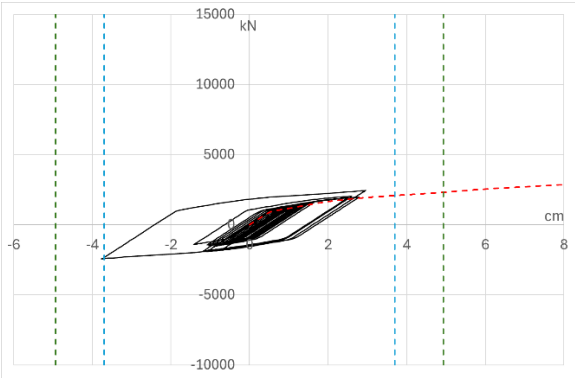
制震壁設置の場合（２F）



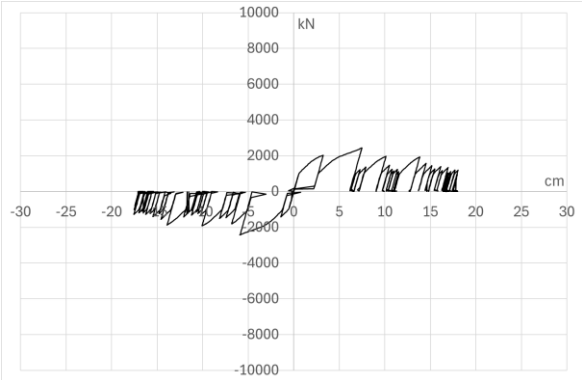
鉄骨フレーム要素



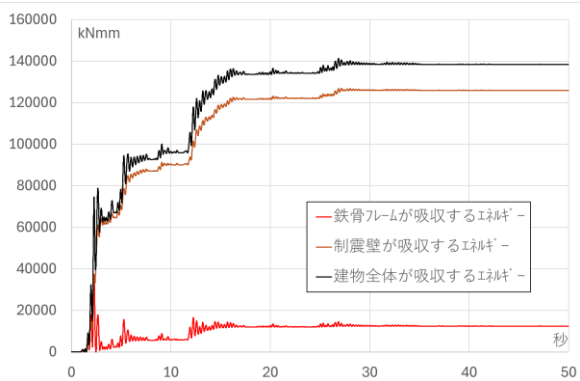
制震壁要素



累積変形（制震壁要素）

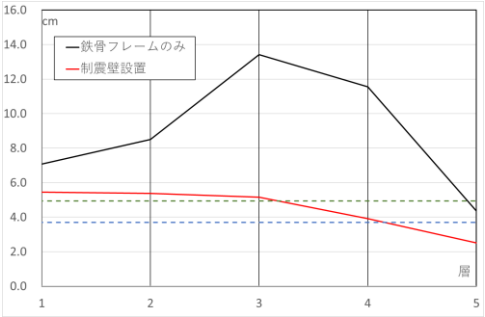


時刻歴エネルギー吸収

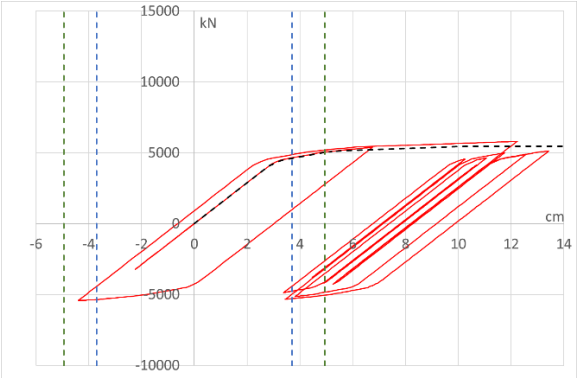


●X 方向、JMA-KOBE 822gal

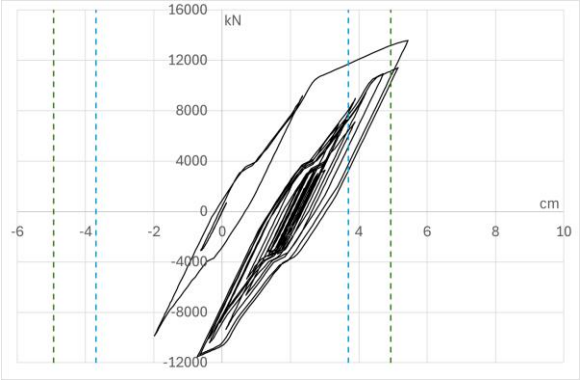
層間変形



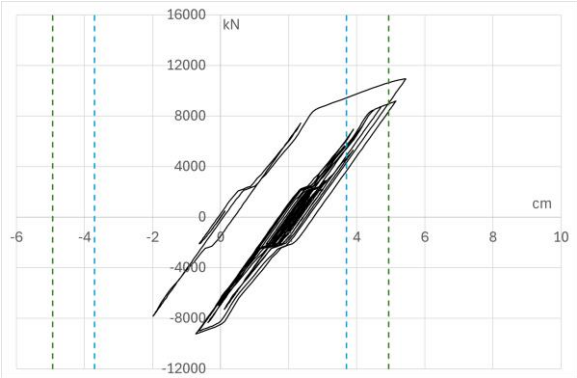
鉄骨ﾌﾚｰﾑのみ（制震壁無し）の場合（３F）



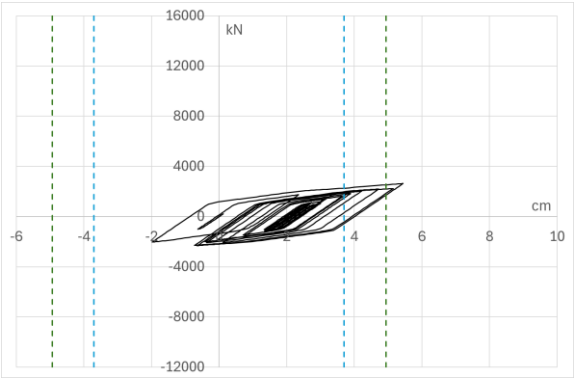
制震壁設置の場合（２F）



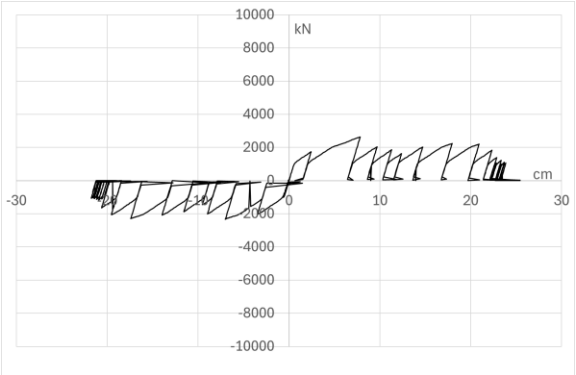
鉄骨フレーム要素



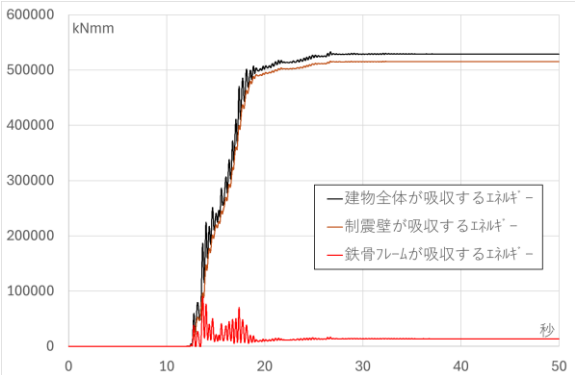
制震壁要素



累積変形（制震壁要素）

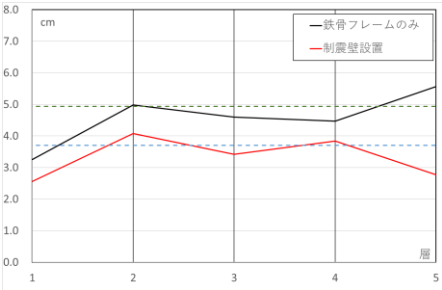


時刻歴エネルギー吸収

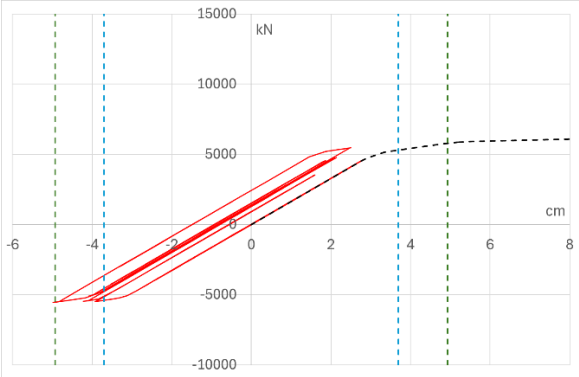


●X 方向、ISK006 富来 2678gal

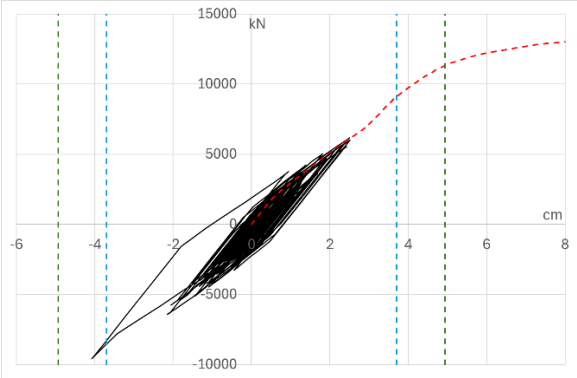
層間変形



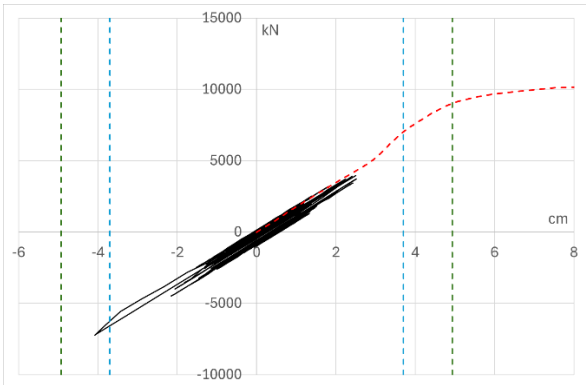
鉄骨ﾌﾚｰﾑのみ（制震壁無し）の場合（２F）



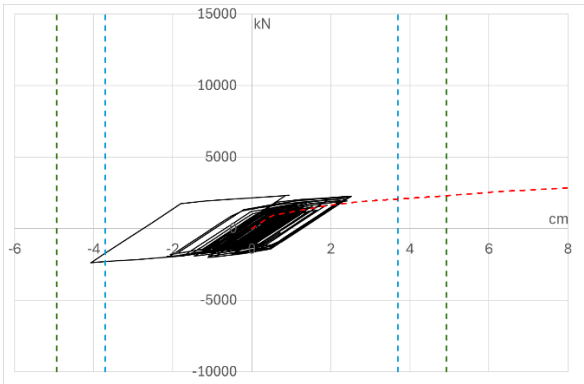
制震壁設置の場合（２F）



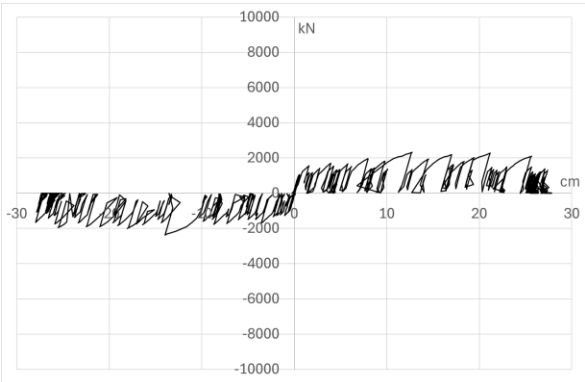
鉄骨フレーム要素



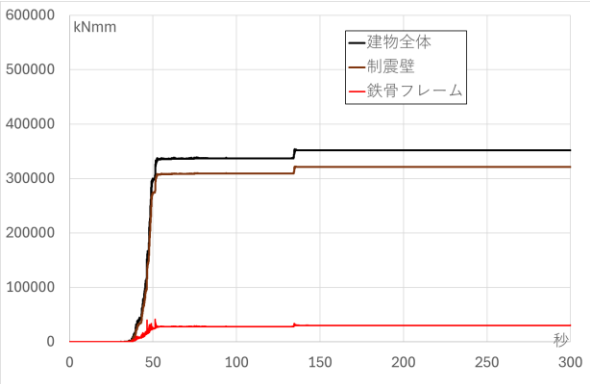
制震壁要素



累積変形（制震壁要素）

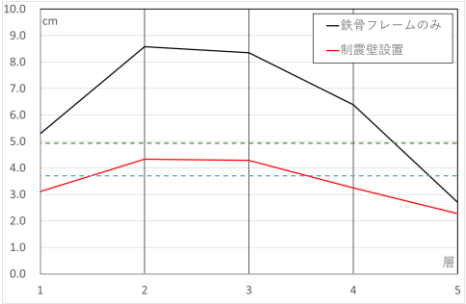


時刻歴エネルギー吸収

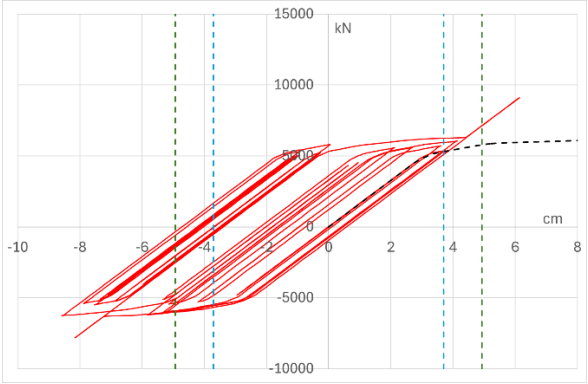


●X 方向、ISK003 輪島 1496gal

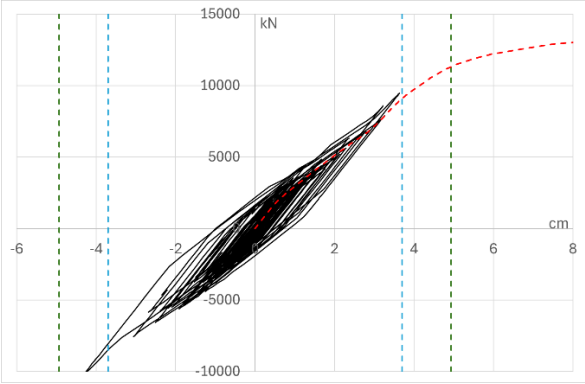
層間変形



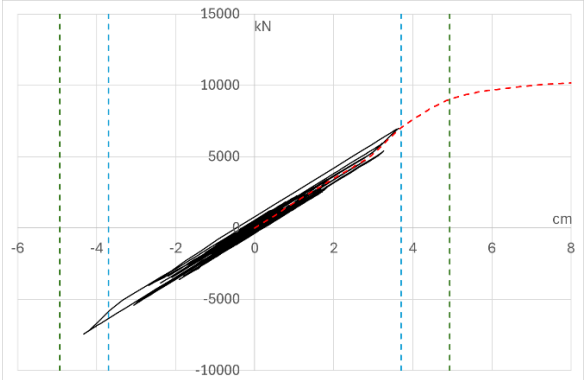
鉄骨ﾌﾚｰﾑのみ（制震壁無し）の場合（２F）



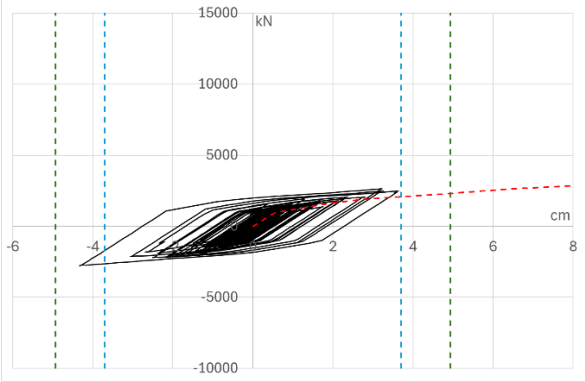
制震壁設置の場合（２F）



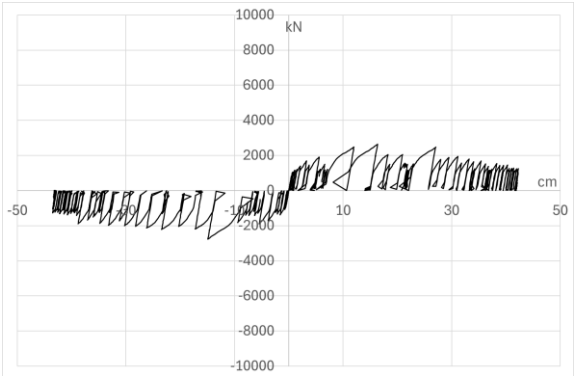
鉄骨フレーム要素



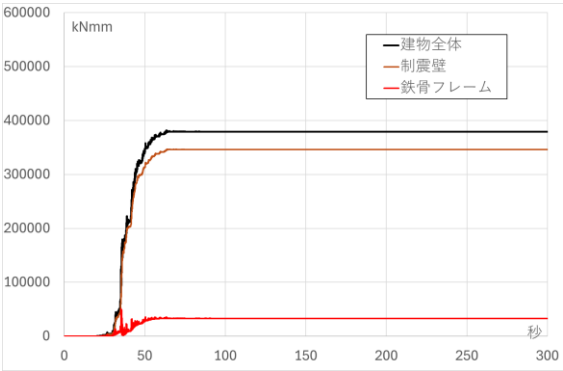
制震壁要素



累積変形（制震壁要素）



時刻歴エネルギー吸収



b）10 階建てモデル「床：CLT」

(1)準備計算

●地震荷重

階	W	ΣW	α	Ai	Ci	Qd
10	3185	3185	0.129	2.362	0.404	1287.1
9	2392	5577	0.226	1.964	0.336	1873.6
8	2392	7969	0.322	1.738	0.297	2369.1
7	2392	10361	0.419	1.577	0.270	2795.5
6	2392	12753	0.516	1.449	0.248	3162.1
5	2392	15145	0.613	1.341	0.229	3474.3
4	2392	17537	0.710	1.245	0.213	3735.2
3	2392	19929	0.806	1.157	0.198	3946.9
2	2392	22322	0.903	1.076	0.184	4111.0
1	2392	24714	1.000	1.000	0.171	4228.5

(2)仮定断面

①柱仮定断面リスト

部材番号	断面形状(mm)					E (kN/cm4)	I(cm4)	A(cm2)
	材料	h	b	tw	tf			
1	□	500	500	22	22	20,500	160,522	421

②制震壁リスト

	材料	高さ	幅	厚さ		E	I	A	低減係数	I0
1	厚板	3300	1950	210		300	5005631.609	4095	0.386	12976031
2	厚板	3300	1200	210		300	2019709.292	2520	0.668	3024000

剛性	降伏	2次	剛性	降伏	2次	MAX
2040.4	135.9	61.2	255.1	34.0	38.3	108.0
2040.4	135.9	61.2	255.1	34.0	38.3	108.0

② 大梁断面リスト

X 方向

部材番号	断面形状(mm)					E (kN/cm4)	I(cm4)	A(cm4)
	材料	h	b	tw	tf			
1	H	600	200	12	16	20,500	72,908	132
2	RC	1200	600			2,050	8,640,000	7,200

Y 方向

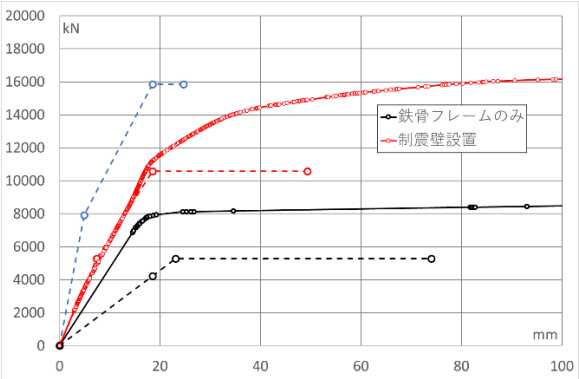
部材番号	断面形状(mm)					E (kN/cm4)	I(cm4)	A(cm4)
	材料	h	b	tw	tf			
1	H	600	200	12	16	20,500	72,908	132
2	RC	1200	600			2,050	8,640,000	7,200
3	H	800	200	16	22	20,500	190,809	209

(3)保有水平耐力の検討

・荷重増分解析を行うことにより保有水平耐力を求める。

・検討用図表を用い、耐震設計の基本方針を満足していることを確認する。

X 方向(1F、床 CLT)

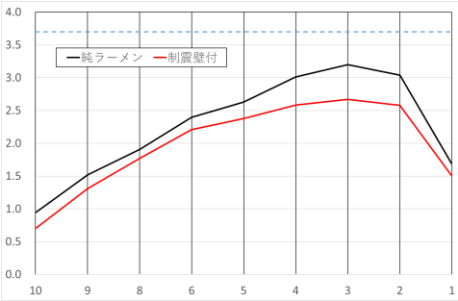


●床 CLT の場合は、第 3 章、3.2 に示した構造設計の基本方針の条件を満たしている。

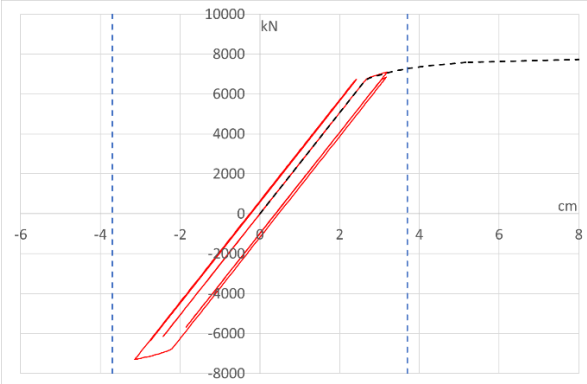
(4)振動応答解析結果

●X 方向、EL CENTRO NS 500gal

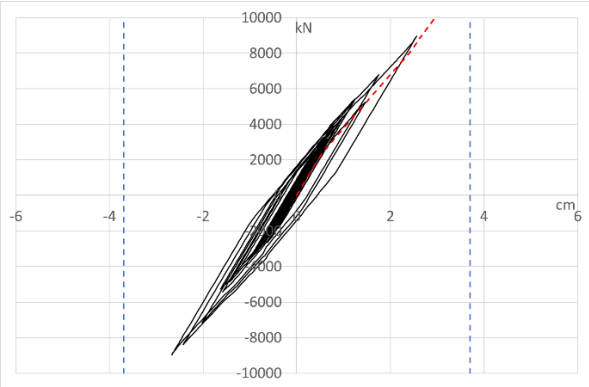
層間変形



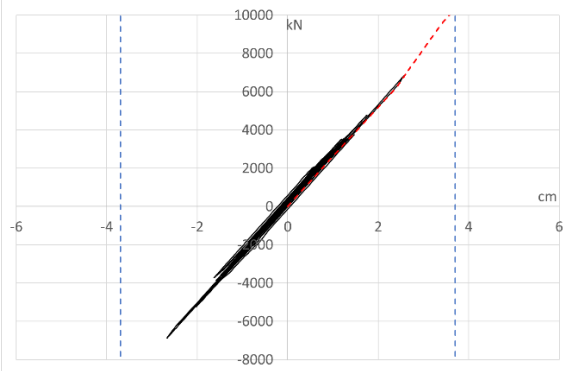
鉄骨ﾌﾚｰﾑのみ（制震壁無し）の場合（3F）



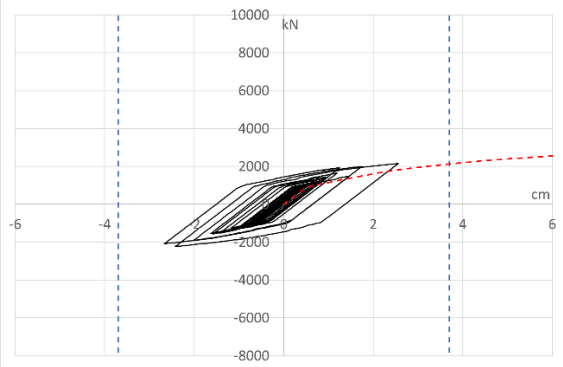
制震壁設置の場合（２F）



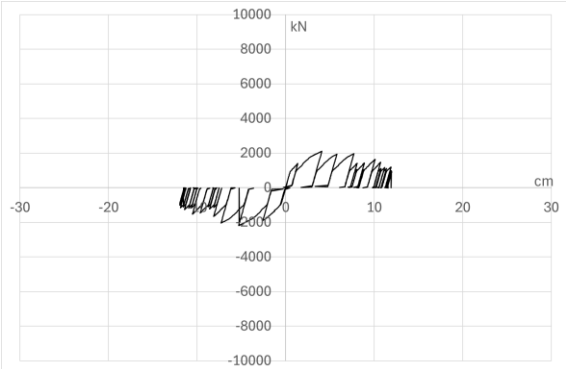
鉄骨フレーム要素



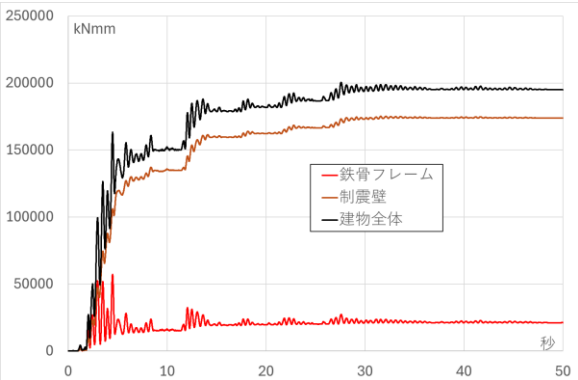
制震壁要素



累積変形（制震壁要素）

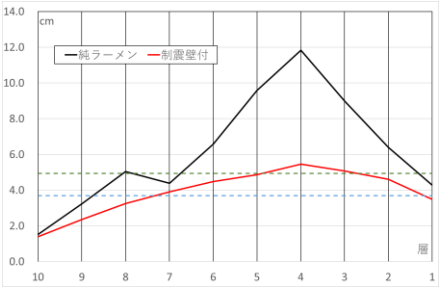


時刻歴エネルギー吸収

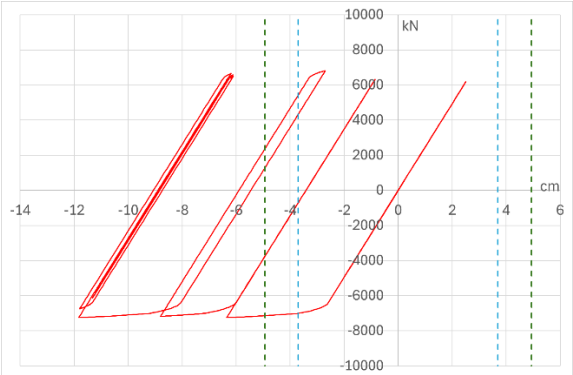


●X 方向、JMA-KOBE 822gal

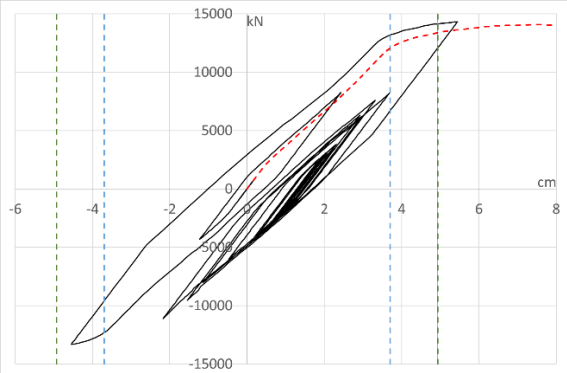
層間変形



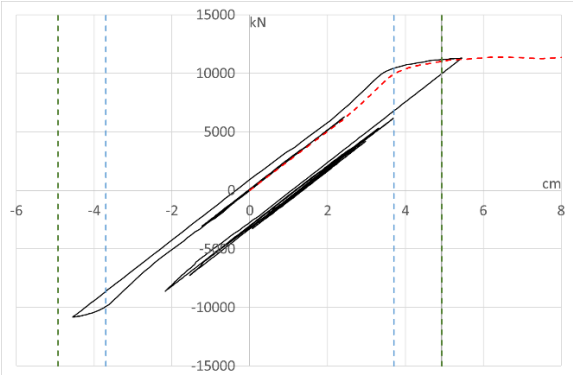
鉄骨ﾌﾚｰﾑのみ（制震壁無し）の場合（4F）



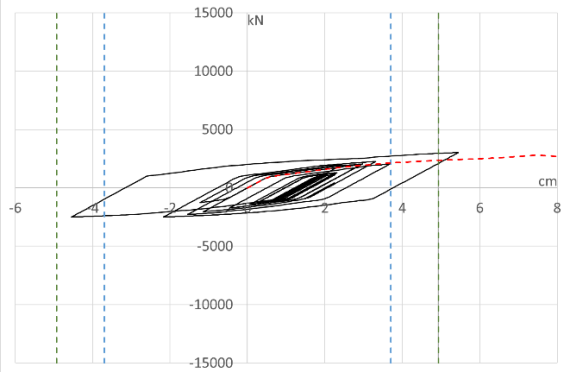
制震壁設置の場合（２F）



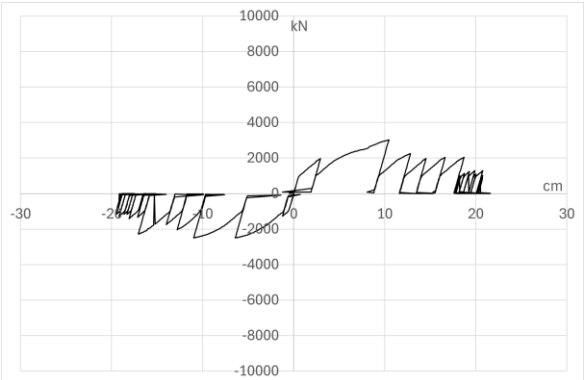
鉄骨フレーム要素



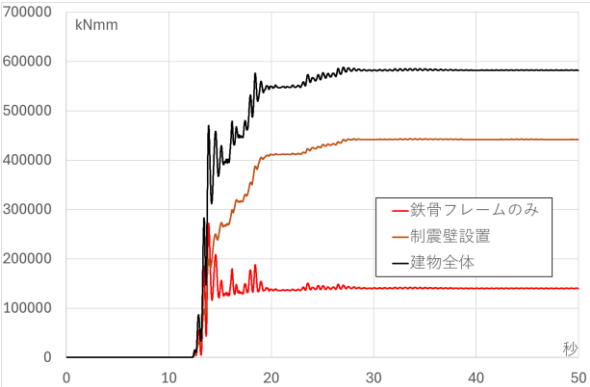
制震壁要素



累積変形（制震壁要素）



時刻歴エネルギー吸収



ｄ）20 階建てモデル「床：CLT」

(1)準備計算

●地震荷重

階	W	ΣW	α	Ａｉ	Ｃｉ	Ｑｄ
20	3185	3185	0.065	3.227	0.279	888.9
19	2392	5577	0.115	2.645	0.229	1275.9
18	2392	7969	0.164	2.337	0.202	1610.7
17	2392	10361	0.213	2.132	0.184	1910.8
16	2392	12753	0.262	1.980	0.171	2183.8
15	2392	15145	0.311	1.858	0.161	2434.0
14	2392	17537	0.361	1.756	0.152	2663.8
13	2392	19929	0.410	1.668	0.144	2874.9
12	2392	22322	0.459	1.590	0.137	3068.7
11	2392	24714	0.508	1.519	0.131	3245.8
10	2392	27106	0.557	1.453	0.126	3407.1
9	2392	29498	0.607	1.393	0.120	3553.1
8	2392	31890	0.656	1.336	0.116	3684.1
7	2392	34282	0.705	1.282	0.111	3800.5
6	2392	36674	0.754	1.230	0.106	3902.6
5	2392	39066	0.803	1.181	0.102	3990.7
4	2392	41459	0.852	1.134	0.098	4065.0
3	2392	43851	0.902	1.088	0.094	4125.5
2	2392	46243	0.951	1.043	0.090	4172.6
1	2392	48635	1.000	1.000	0.086	4206.3

(2)仮定断面

①柱仮定断面リスト

部材番号	断面形状(mm)					E (kN/cm4)	I(cm4)	A(cm2)
	材料	h	b	tw	tf			
1	□	500	500	25	25	20,500	179,115	475

②制震壁リスト

	材料	高さ	幅	厚さ		E	I	A	低減係数	I0
1	厚板	3300	1950	210		650	5005631.61	4095	0.386	12976031
2	厚板	3300	1200	210		650	2019709.29	2520	0.668	3024000

剛性	降伏	2次	剛性	降伏	2次	max
2040.4	135.9	61.2	255.1	34.0	38.3	108.0
2040.4	135.9	61.2	255.1	34.0	38.3	108.0

③大梁断面リスト

X 方向

部材番号	断面形状(mm)					E (kN/cm4)	I(cm4)	A(cm4)
	材料	h	b	tw	tf			
1	H	600	200	12	16	20,500	72,908	132
2	RC	1200	600			2,050	8,640,000	7,200

Y 方向

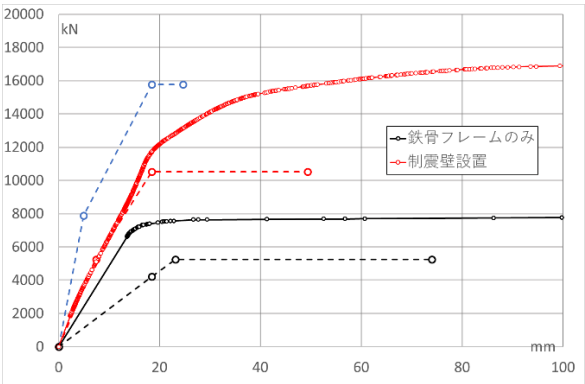
部材番号	断面形状(mm)					E (kN/cm4)	I(cm4)	A(cm4)
	材料	h	b	tw	tf			
1	H	600	200	12	16	20,500	72,908	132
2	RC	1200	600			2,050	8,640,000	7,200
3	H	800	200	16	22	20,500	190,809	209

(3)保有水平耐力の検討

・荷重増分解析を行うことにより保有水平耐力を求める。

・検討用図表を用い、耐震設計の基本方針を満足していることを確認する。

X 方向(1F、床 CLT)

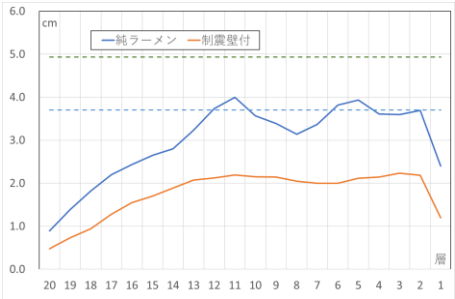


●床 CLT の場合は、第 3 章、3.2 に示した構造設計の基本方針の条件を満たしている。

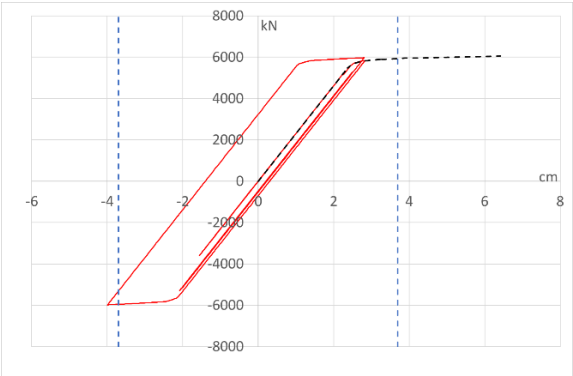
(4)振動応答解析結果

●X 方向、EL CENTRO NS 500gal

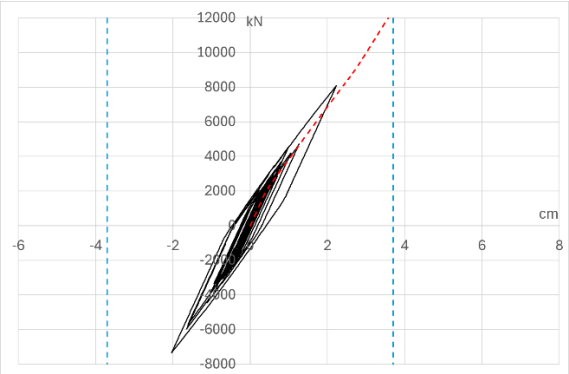
層間変形



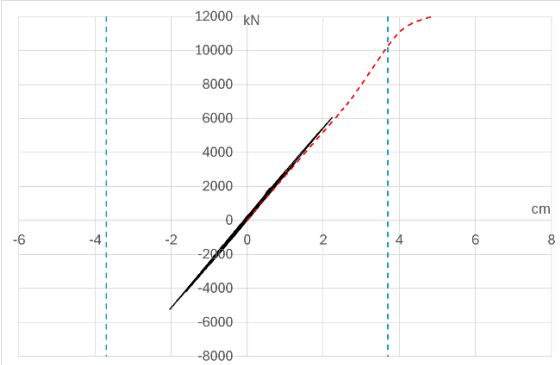
鉄骨ﾌﾚｰﾑのみ（制震壁無し）の場合（11F）



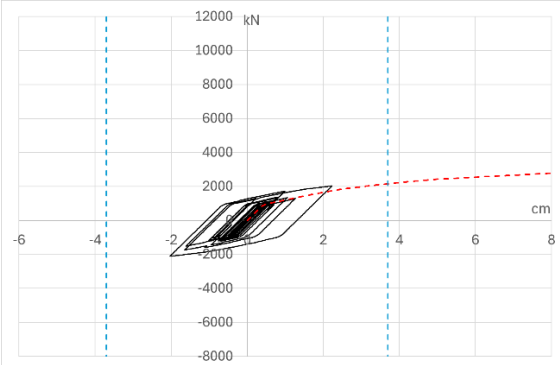
制震壁設置の場合（２F）



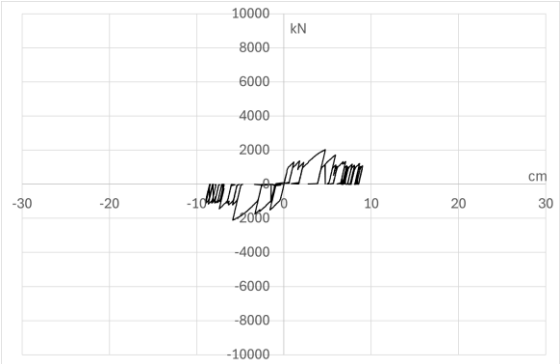
鉄骨フレーム要素



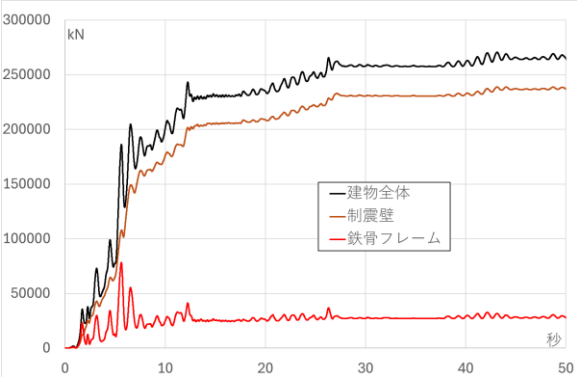
制震壁要素



累積変形（制震壁要素）

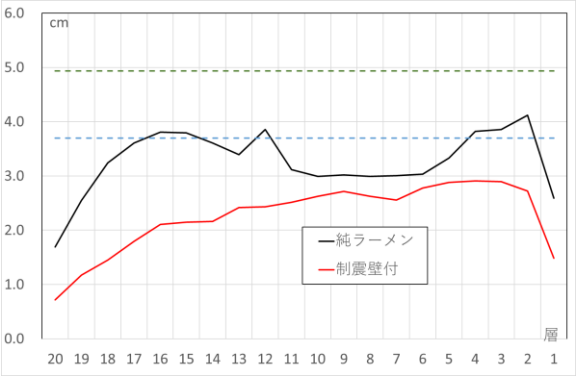


時刻歴エネルギー吸収

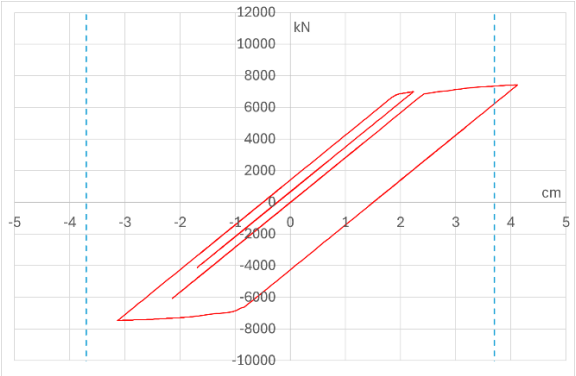


●X 方向、JMA-KOBE 822gal

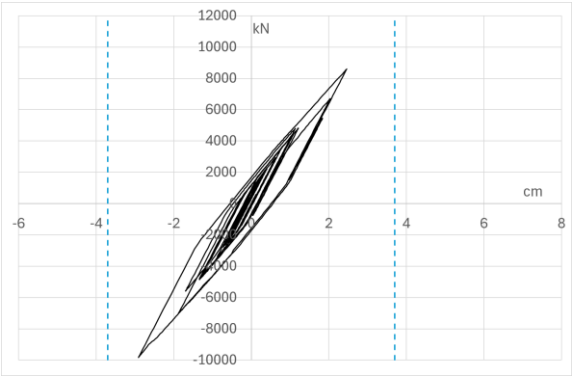
層間変形



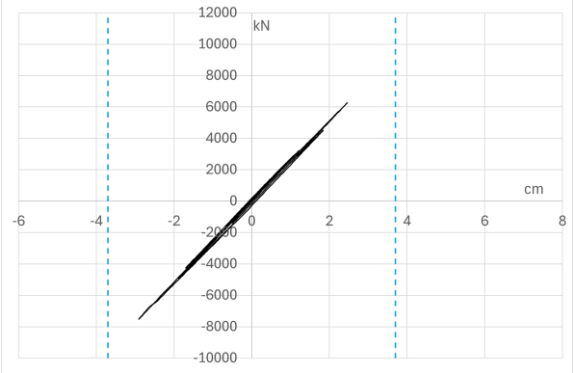
鉄骨ﾌﾚｰﾑのみ（制震壁無し）の場合（2F）



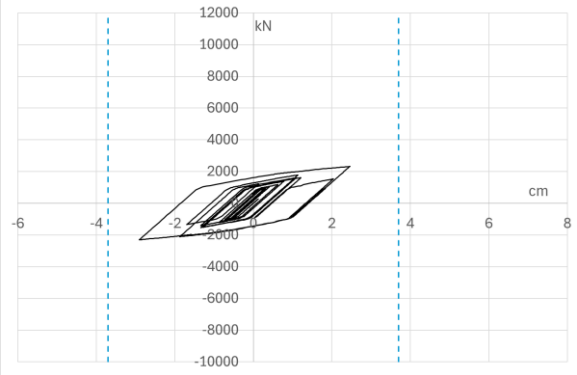
制震壁設置の場合（4F）



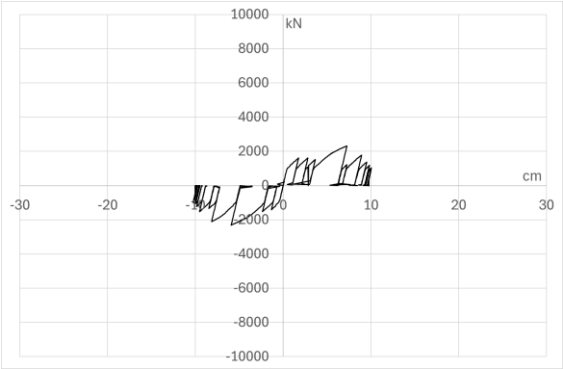
鉄骨フレーム要素



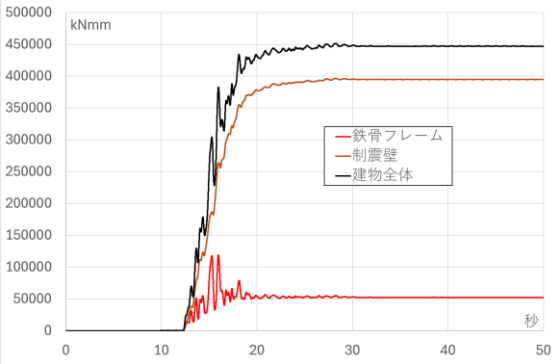
制震壁要素



累積変形（制震壁要素）

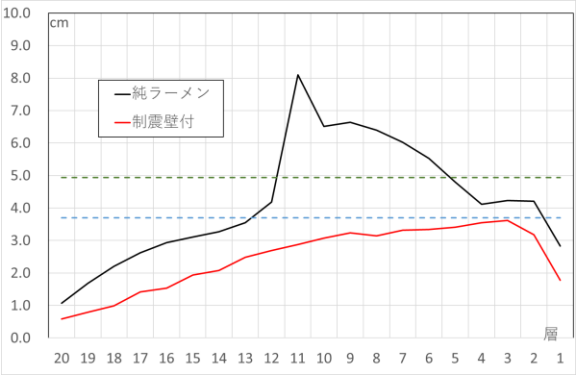


時刻歴エネルギー吸収

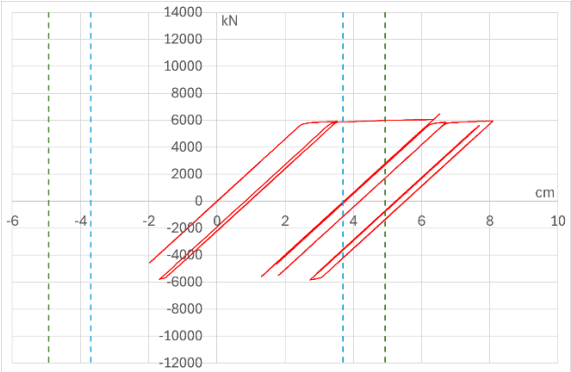


●X 方向、ISK003 輪島 1496gal

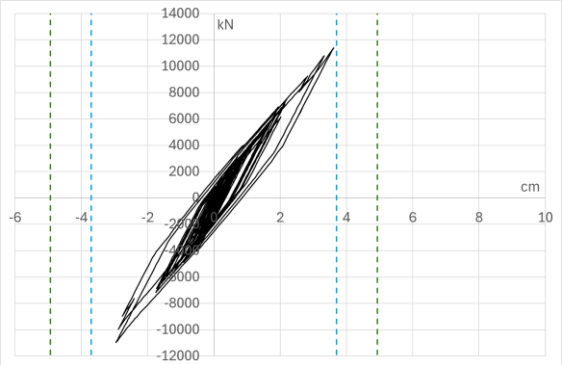
層間変形



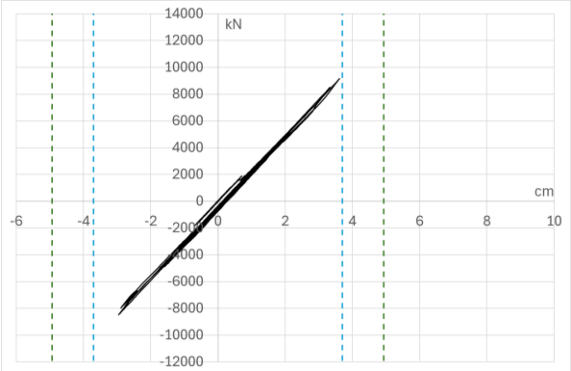
鉄骨ﾌﾚｰﾑのみ（制震壁無し）の場合（2F）



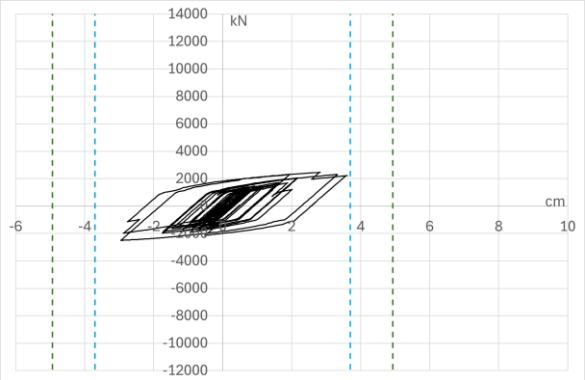
制震壁設置の場合（4F）



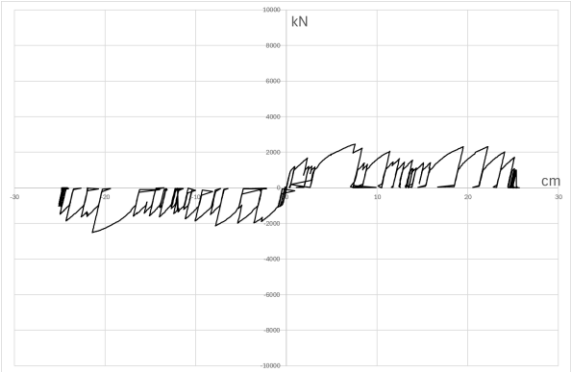
鉄骨フレーム要素



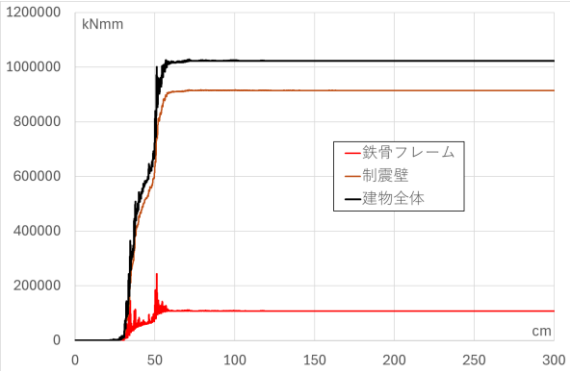
制震壁要素



累積変形（制震壁要素）

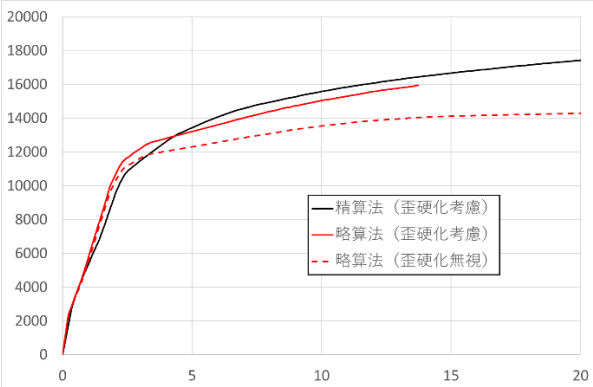


時刻歴エネルギー吸収

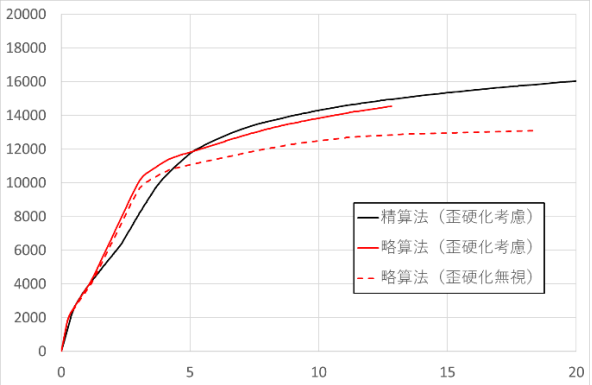


第５章　精解法と簡便解法の比較

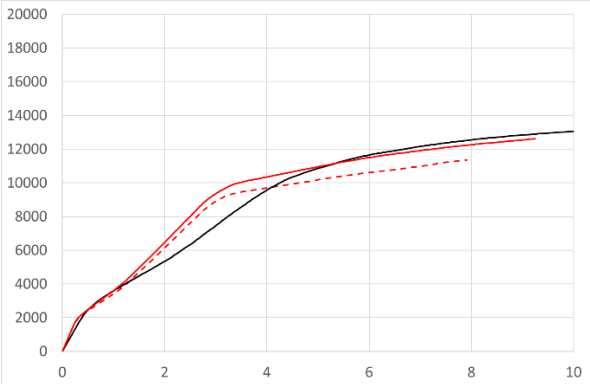
ａ）各階保有水平耐力の比較



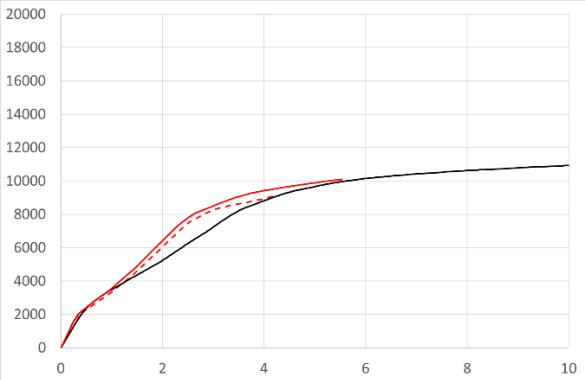
1F



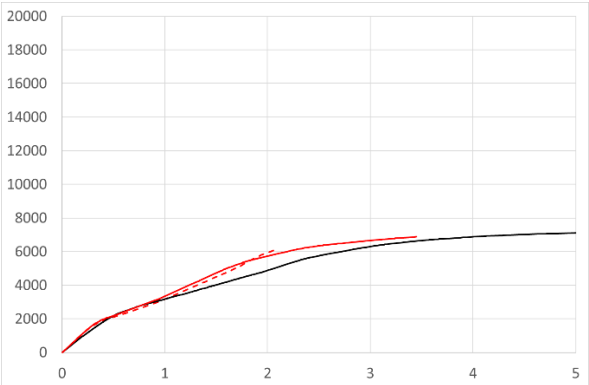
2F



３Ｆ



４Ｆ

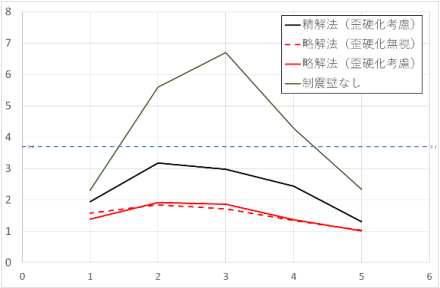


５Ｆ

b）振動解析応答値の比較

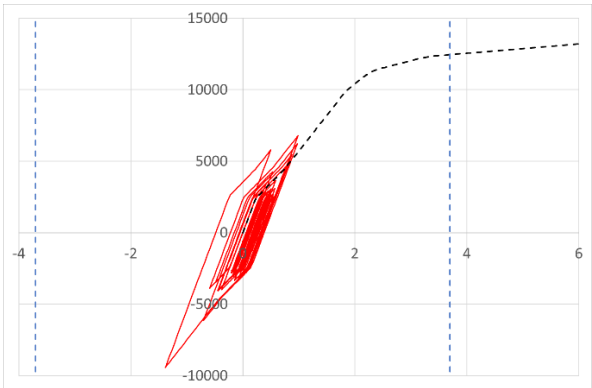
●X 方向、EL CENTRO　NS 500gal

層間変形の比較

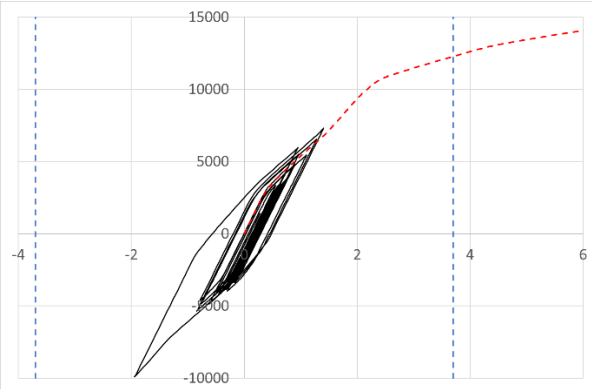


各階応答値

１F

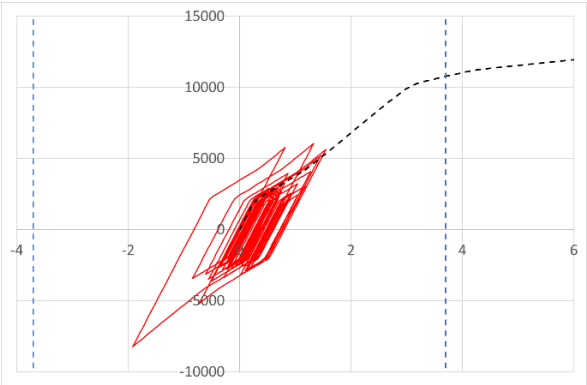


簡便解法

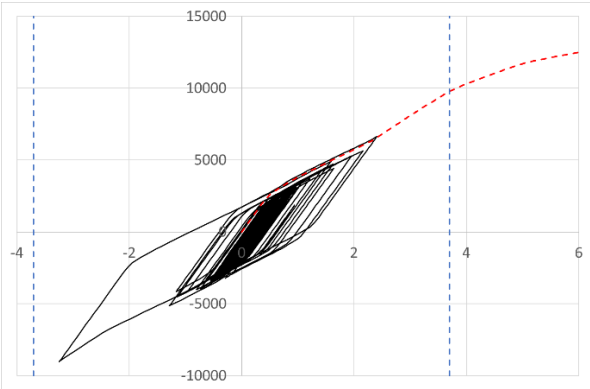


精解法

２F

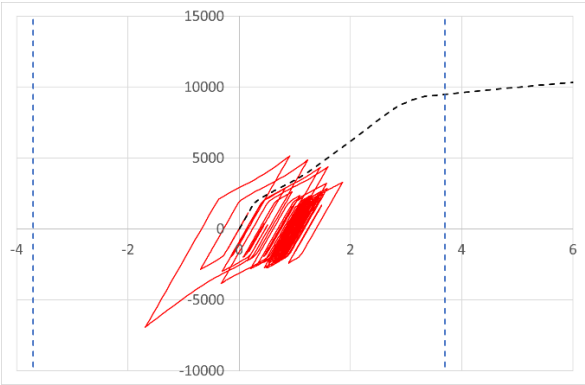


簡便解法

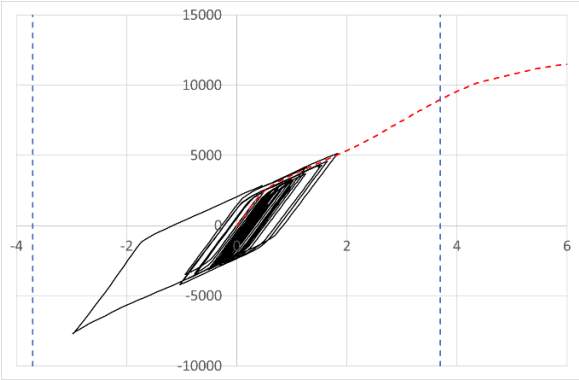


精解法

3 F

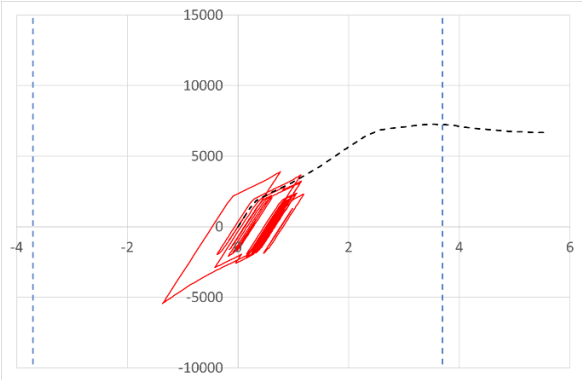


簡便解法

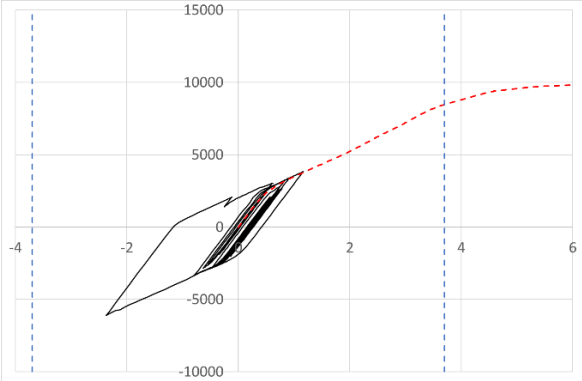


精解法

4 F

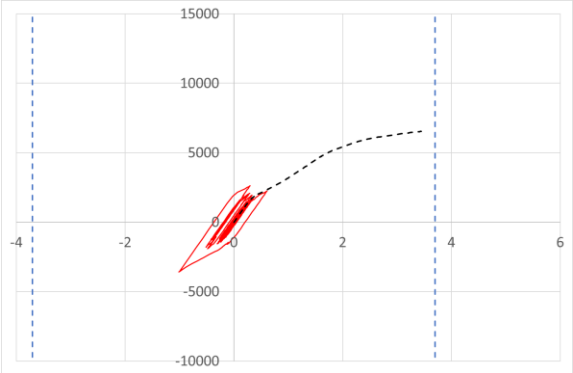


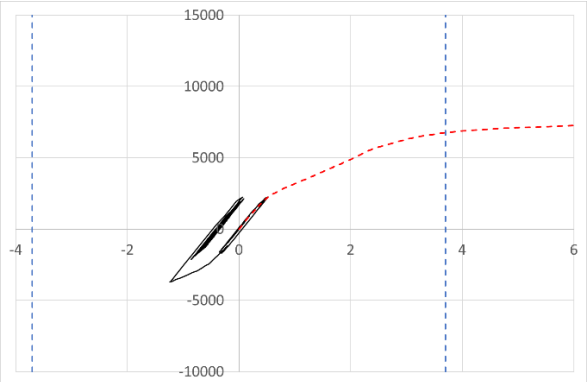
簡便解法



精解法

5 F



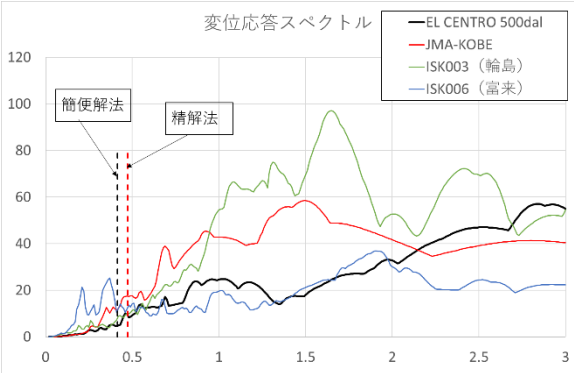


精解法と簡便解法で応答値（層間変形）に誤差が生じる理由

● 1 次固有周期

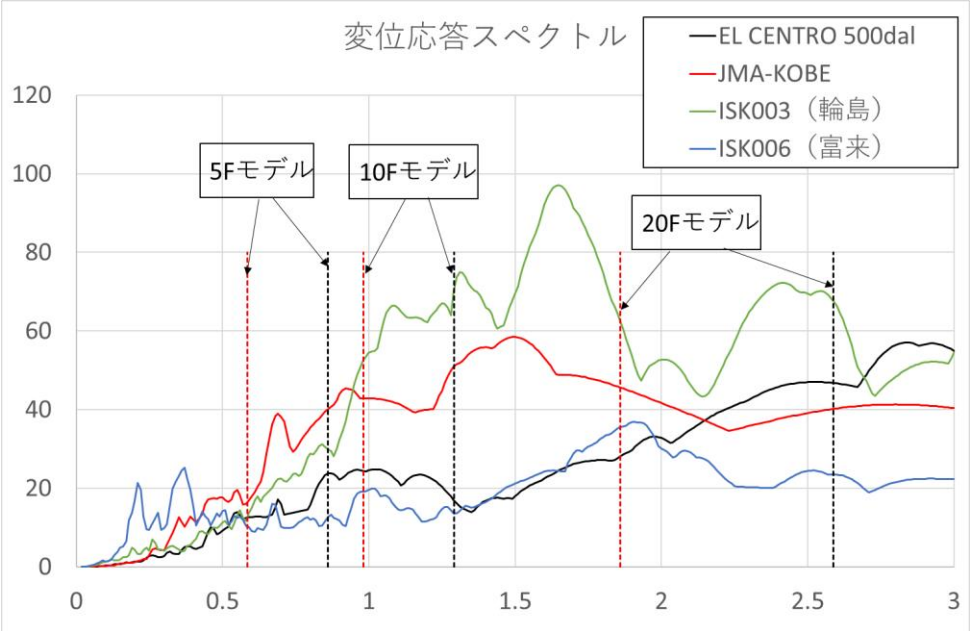
簡便解法：0.415 秒

精解法：　0.474 秒



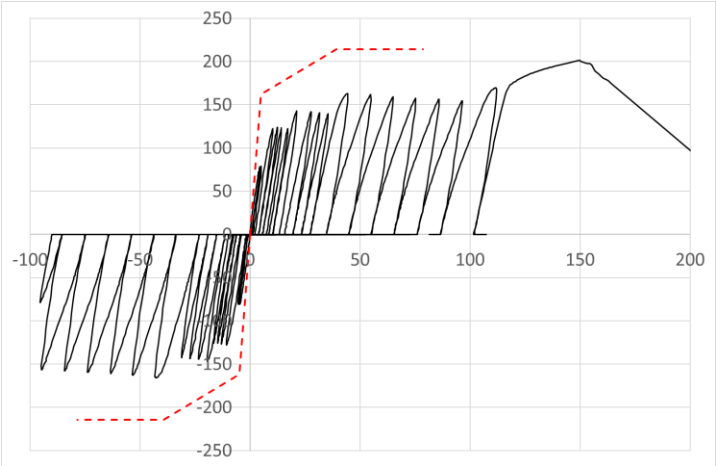
第６章　考察・まとめ

ａ）一次固有周期と地震波の変位応答スペクトル



ｂ）累積変形量に関する考察

(1) 実験で確認できた値



設計上の許容値：15×2＝30cm

(2) 試設計上の値

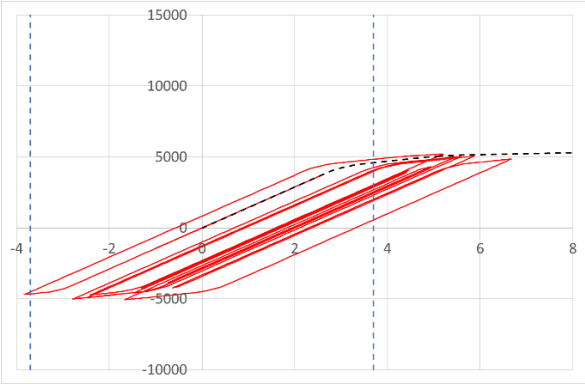
	EL CENTRO 500gal	JMA-KOBE 822gal	ISK003輪島 1496gal	ISK006富来 2678gal
5 F	18	24	43	28
10F	12	21	-	-
20F	8	10	26	-

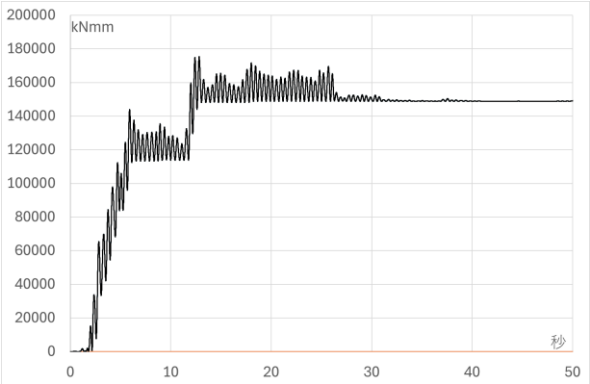
５F、ISK003 輪島の場合を除いて応答値は実験で確認した数値を下回っている。

ｃ）鉄骨フレームのエネルギー吸収量に関する考察

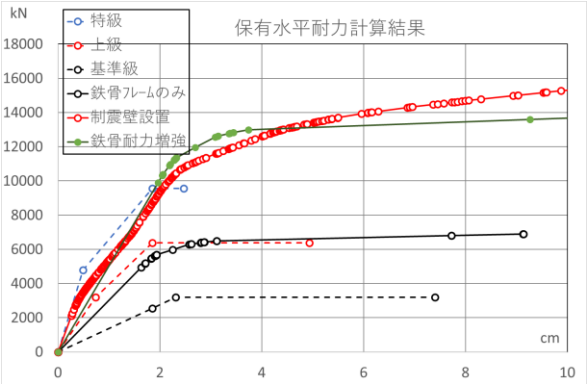
(1)鉄骨フレームのみ（制震壁なし）のエネルギー吸収量

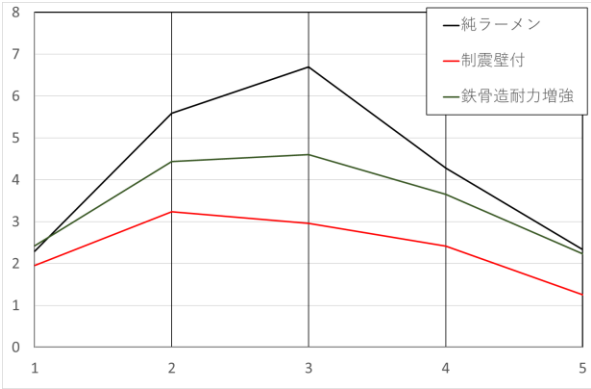
●5F,X 方向、EL CENTRO NS 500（Ds＝0.25）

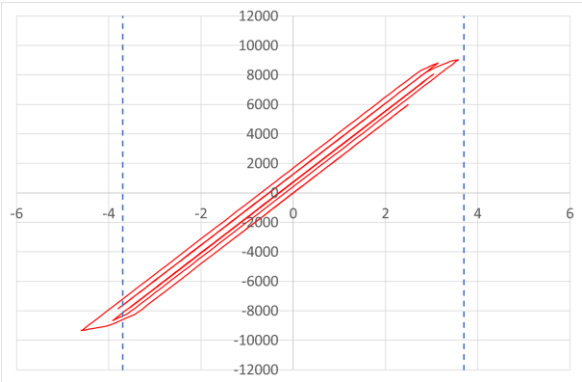


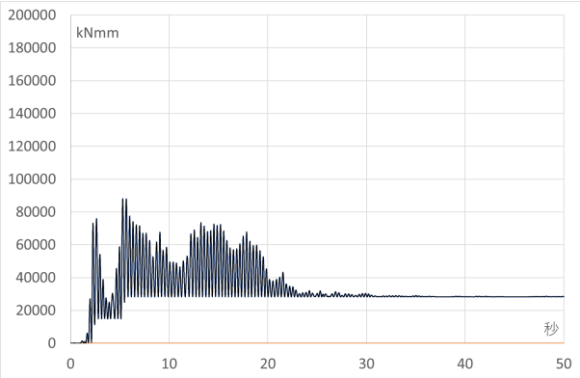


●5F,X 方向、EL CENTRO NS 500（Ds＝0.50）

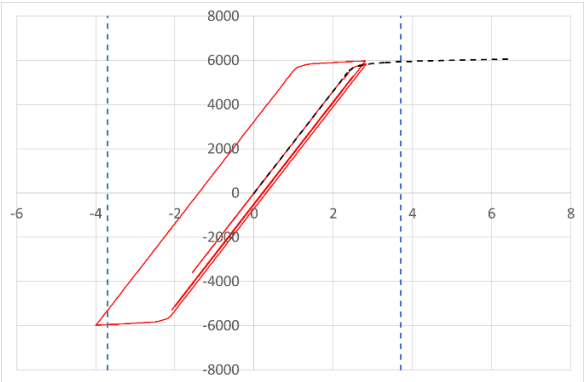


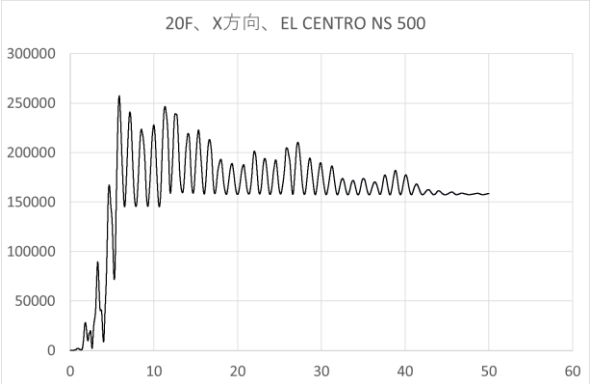






●20F,X 方向、EL CENTRO NS 500（Ds＝0.25）





(2)モデル別エネルギー吸収量比較

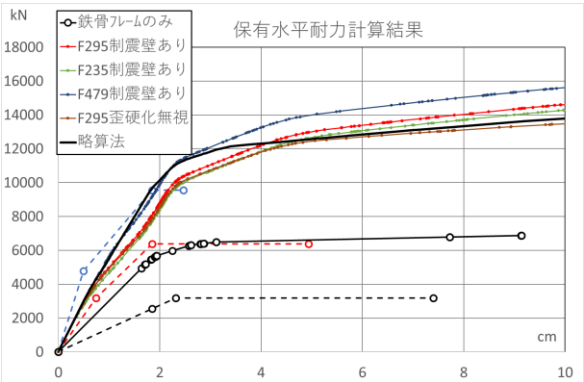
		EL CENTRO 500gal		JMA-KOBE 822gal		ISK003輪島 1496gal		ISK006富来 2678gal	
		建物全体	鉄骨ﾌﾚｰﾑ	建物全体	鉄骨ﾌﾚｰﾑ	建物全体	鉄骨ﾌﾚｰﾑ	建物全体	鉄骨ﾌﾚｰﾑ
制震壁あり	5 F	138,374.2	12,444.5	528,675.4	13,574.7	379,092.4	33,029.5	351807.4	30,392.4
	10F	194,896.9	21,095.4	582,000.1	30,392.4	-	-	-	-
	20F	264,016.8	27,383.9	446,655.5	52,008.2	1,022,402.8	107,668.9	-	-

		Ds	EL CENTRO 500gal
5 F	制震壁なし	0.25	149,340.7
		0.5	28,376.2
	制震壁あり	0.25	12,444.5
20F	制震壁なし	0.25	158,639.7

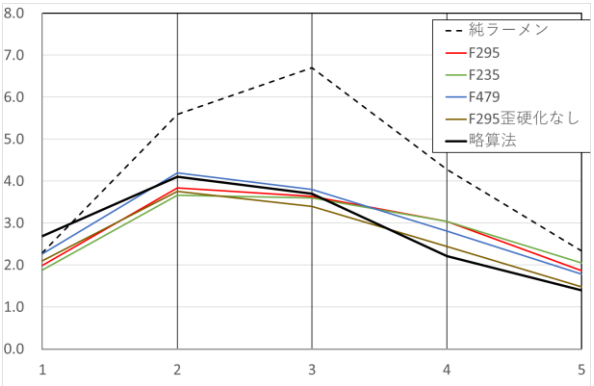
左表より、本制震壁を使用した場合の方が、制震壁を用いず鉄骨フレームの耐力を（Ds＝0.5 に）上げた場合に比べ鉄骨フレームの損傷は小さい。

d）鋼管の素材強度の違いと制震壁の性能

●保有水平耐力



●層間変形



本制震壁の性能は、最終的には LSB のせん断強度で決まっており、鋼管金物の素材強度の制震壁の性能に及ぼす影響は、小さい。

e）木質パネル制震壁の耐震メカニズム

・制震装置により弾性剛性が増大し、鉄骨フレーム要素の降伏強度は上昇する。（鉄骨フレームが降伏し難くなる）

・結果として、鉄骨フレームは建物の振動を制御する緩やかな弾性要素として働く。

制震壁の降伏が早期に生じることにより、制震壁が殆どの入力エネルギーを吸収している。

・従って、鉄骨フレームの損傷は抑制されており、最層間変形も許容値に収まっている。

ｆ）まとめおよび今後の進め方

・木質パネル 1 枚当り 200kN の安定した制震力と、繰り返し荷重に対しても優れた累積変形能力を持つ制震壁を開発した。

・保有耐力計算を用いて、鉄骨フレームのみでは JSCA の耐震メニューで基準級を満足し、制震壁を設置することにより上級の耐震性を確保していることを確認できる、簡便な設計法（計算法）を提案した。

・時刻歴振動応答解析を用い、構造要素別応答、累積変形、エネルギー吸収量を求めることにより、鉄骨フレームの損傷度合いが容易に把握できる計算法を開発した。

・市販の構造一貫設計ソフト等でも耐震性能を評価可能な、簡便な計算法を提案した。

・本助成事業で開発した成果、解析ツール等は、近日中に山佐木材のホームページに公開の予定。