

(仮称) 恵比寿一丁目共同ビル

東急設計コンサルタント
公塚正行



新井組
坂口豊治



同
東 健二



1. はじめに

本建築物は、渋谷区恵比寿一丁目に建設される地下1階、地上18階、軒高75.85mの主要な用途を事務所とする超高層免震建築物である。免震層は、1階床と地下1階との間に設けた中間階免震構造である。超高層免震建築物では、一般的に幅高さ比が大きくなり、免震支承に作用する地震動時の引張力への対応が重要である。

積層ゴム支承の引張・せん断試験は、(社)日本免震構造協会技術委員会において継続的に行われており、その成果も会誌等に報告されている。一方、免震材料の認定も行われており、それぞれの支承の試験結果により引張限界強度が定められている。しかしながら、直径の大きな積層ゴム支承の引張・せん断特性は、試験数も十分ではなく、引張線形限界等の特性が必ずしも明らかにされているとは言い難い。

また、設計用入力地震動は、平成12年建設省告示第1461号で解放工学的基盤における減衰定数5%の目標スペクトルが規定されているが、実際には位相特性の与え方により減衰の大きな振動系でのばらつきが大きいことが知られている。このようなことから、設計用入力地震動の評価は、(財)日本建築センター・免震構造審査委員会のように減衰定数40%の擬似速度応答スペクトルによる方法も行われている。

本建築物の構造設計は、平成13年9月に(財)日本建築センター・超高層建築物構造審査委員会の性能評価を取得しているが、上記課題を中心として構造設計の内容を報告する。



2. 建築物概要

建設地	: 東京都渋谷区恵比寿1丁目19-16
建築主	: 東急不動産株式会社
設計監理	: 株式会社 東急設計コンサルタント 一級建築士事務所 株式会社 新井組東京本店 一級建築士事務所
施工者	: 株式会社 新井組
主用途	: 事務所
建築面積	: 1,639.95 m ²
延床面積	: 28,260.10 m ²
階数	: 地下1階、地上18階、塔屋2階
軒高	: 75.85 m
最高高さ	: 85.35 m
基準階階高	: 4.1 m
基礎形式	: 直接基礎 (べた基礎)

3. 構造計画概要

本建築物の平面形状は、辺の長さが38.4mの正方形である。柱スパンは、X方向では12.8mの3スパン、Y方向では6.4mが4スパン、12.8mが1スパンとなっている。立面形状は、各階セットバックがなく均一であり、幅高さ比は約2.4である。

上部構造の骨組形式は、1階柱以上を鉄骨造ラーメン構造とし、剛性の確保と過大な軸力を制限する目的で一部に鋼管補剛平鋼ブレース（アンボンドブレース）を用いている。柱は、600×600～750×750（最大板厚さ60mm）の溶接組立箱形断面とし、大梁はせいが600～800（最大板厚さ40mm）のH形断面としている。1階床梁は、幅とせいがそれぞれ700mmおよび1400mmとする鉄骨鉄筋コンクリート造とし、端部では幅が1000～1100mmとなるよう水平ハンチを設けている。

地下階は、ほぼ6.4mのグリッドで柱を設け、その骨組形式は鉄筋コンクリート造耐震壁付きラ

メン構造とし、免震層の基礎となるべく十分な強度と剛性を有する構造としている。なお、コンクリートの設計基準強度は30N/mm²としている。

免震層の階高は2550mmとし、点検等の維持管理に支障のないものとしている。免震層のクリアランスは、水平方向600mm、鉛直方向50mmとしている。免震部材は、主として鉛プラグ挿入型積層ゴム支承（LRB）を採用し、長期軸力の大きい位置には天然ゴム系積層ゴム支承（NRB）、およびレベル2地震動時に引張力を生じる位置には直動転がり支承（CLB）を採用している。積層ゴム支承は、ゴムのせん断弾性係数0.39 N/mm²、ゴムの全層厚さが約20cmであり2次形状係数は4.8～6.9となっている。なお、鉛プラグ挿入型積層ゴム支承の降伏耐力の総和は、100%せん断ひずみ時の復元力特性において上部構造重量の3.3%となっている。

本建築物のレベル2における目標耐震性能を表1に示す。

表-1 レベル2 応答時の目標耐震性能

上部構造	<ul style="list-style-type: none"> ・短期許容応力度以内 ・層間変形角1/200以下
免震層	<ul style="list-style-type: none"> ・性能保証変形以内 ・水平変位40cm以下 ・積層ゴム支承には引張力を生じない ・直動転がり支承に生じる引張力は引張限界強度以内
下部構造	<ul style="list-style-type: none"> ・短期許容応力度以内

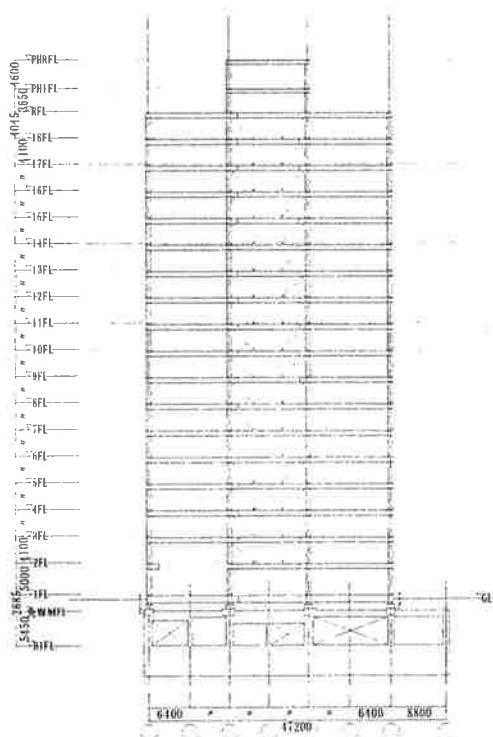
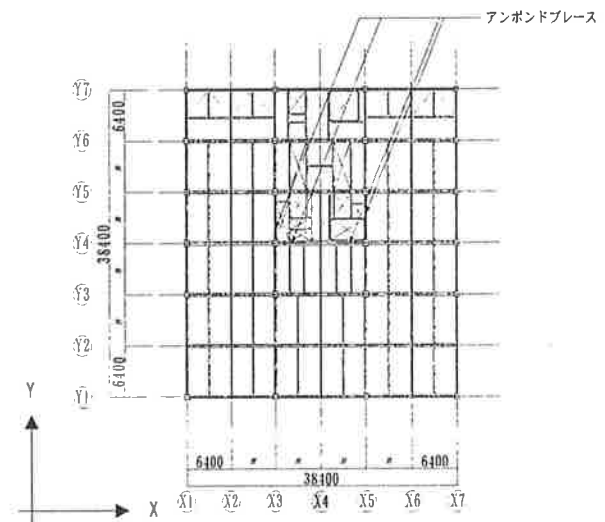


図-1 軸組図



解析方向

図-2 基準階伏図

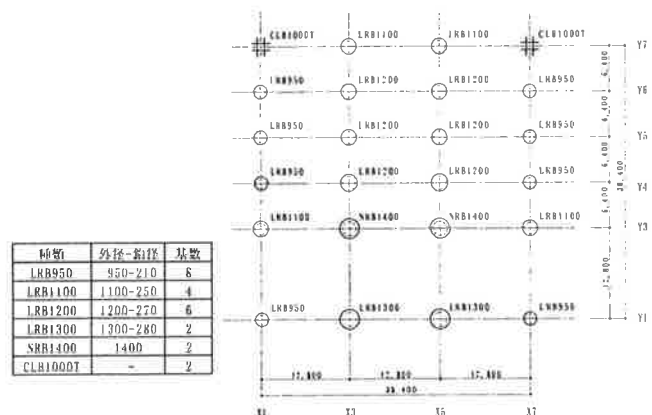


図-3 免震装置配置図

4. 地盤および建築物の支持方法

建設地の地層構成は、地表から層厚約6mの沖積層、層厚約4mの東京礫層と続き、約10m以深から鶴見層に相当する下部東京層となっている。下部東京層は、全体に半固結～固結状の砂質シルトと細砂との細互層で構成され、N値50以上の安定した層である。また、本建築物の基礎形式は、床付け位置をG.L.-12.7mとし、せん断波速度400m/s以上の下部東京層を支持層とする直接基礎（べた基礎）としている。

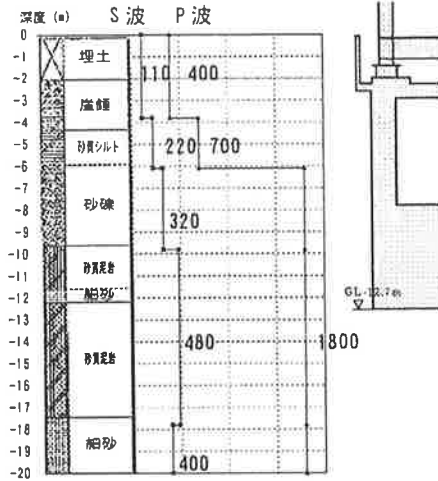


図-4 PS検層結果

5. 時刻歴応答解析

5.1 設計用入力地震動

設計用入力地震動は、床付け位置の地盤のせん断波速度が480m/sであるため、工学的基盤で作成した模擬地震動を用いる。

レベル2用地震動は、平成12年建設省告示第1461号に規定される極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルの強さとし、継続時間120秒、包絡関数は文献1、位相特性を乱数として3波（以下、告示L2-RA波と呼ぶ。）作成している。

告示L2-RA波を前記審査委員会の方法で評価すると、本建築物の実効周期3.5秒では R_v および R_D の値は、それぞれ0.70～0.72および1.03～1.06である。前記審査委員会の推奨値（ $R_v \geq 0.75$ かつ $R_D \geq 1.00$ ）と比較すると、若干 R_v の値が小さな値を示している。

次に、目標スペクトルの強さを同じとし、表-2に示す強震観測記録の位相特性を用いてレベル2用地震動を3波（以下、それぞれ告示L2-HA、告示L2-KO、告示L2-EL波と呼ぶ。）作成する。これらの模擬地震動の R_v および R_D の値は、それぞれ0.75～0.88および1.11～1.30であり、前記審査委員会の推奨値を満足している。図-6に示すように、目標スペクトルの強さが同じでも、減衰の大きな振動系では実効強さにばらつきがみられる。

上下地震動は、水平地震動の1/2の強さとし水平地震動と同様の方法で作成している。なお、0.2秒未満の短周期領域は、文献1と同じ倍率で拡幅している。

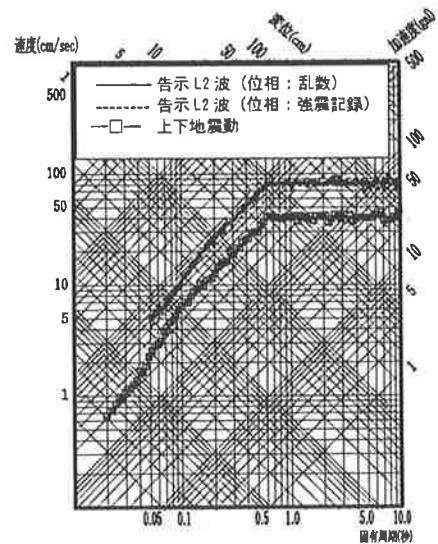


図-5 擬似速度応答スペクトル (h=5%)

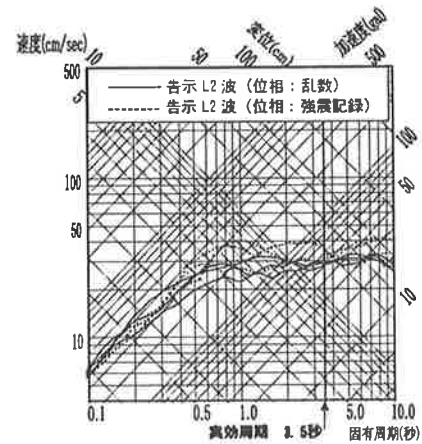


図-6 擬似速度応答スペクトル (h=40%)

表-2 告示L2波の位相と強さ

地震波名	位相	Amax cm/s ²	Vmax cm/s	R _v	R _D
告示L2-RA1	乱数	392	41.2	0.70	1.03
告示L2-RA2		382	42.9	0.72	1.06
告示L2-RA3		357	45.1	0.72	1.06
告示L2-HA	HACHINOHE 1968 NS	377	42.4	0.78	1.15
告示L2-KO	JMA KOBE 1995 NS	392	56.0	0.88	1.30
告示L2-EL	EL CENTRO 1940 NS	373	46.2	0.75	1.11

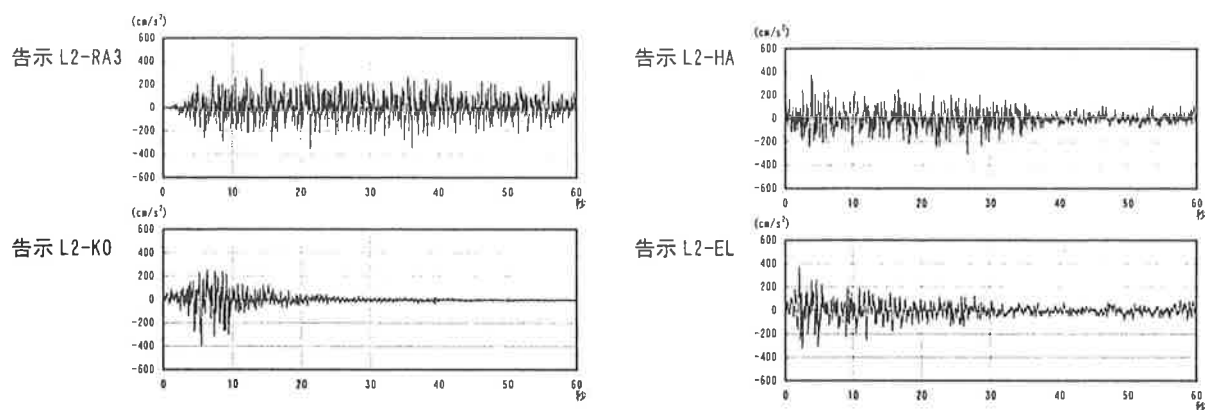


図-7 告示L2波の時刻歴波形

5.2 解析モデル

(1)基本振動モデル

水平方向解析に用いる基本振動モデルは、地下1階基礎位置を入力位置とした22質点系等価せん断型振動モデルとしている。復元力特性は、上部構造ではNormal Tri-linear型、免震支承では修正Bi-linear型、下部構造では弾性としている。減衰は、上部構造では1次減衰定数2%の剛性比例型、免震支承では履歴減衰のみとし、下部構造では1次減衰定数3%の剛性比例型としている。

(2)上下振動モデル

上下方向解析に用いる振動モデルは、建築物から骨組を切りだした平面骨組モデルとしている。柱および梁は、軸方向剛性、曲げ剛性およびせん断剛性を考慮している。振動モデルは、梁を約3m間隔で分割し、その分割点および柱梁の節点に重量を配置したものとし、免震層床位置を地震動の入力位置としている。減衰は、上部構造、免震支承とも上下方向の1次振動形に対して3%としている。

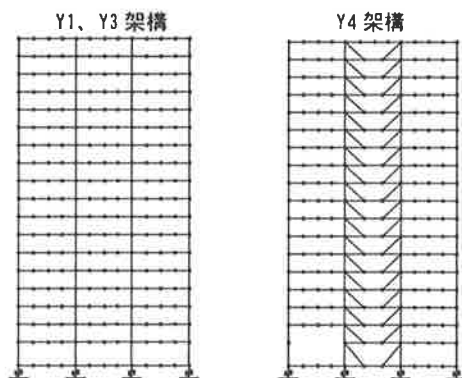


図-8 上下動振動モデル

5.3 固有振動解析

基礎固定時の上部構造の1次固有周期は、X方向では2.45秒、Y方向では2.18秒である。免震構造としての1次固有周期は、積層ゴム支承のせん断ひずみが100%のときには、それぞれの方向で4.01秒および3.87秒であり、せん断ひずみが200%のときには、4.52秒および4.39秒である。

上下方向の1次固有周期は、Y1およびY3架構では0.29秒、Y4架構では0.27秒である。

5.4 レベル2地震応答解析

(1)水平方向解析

水平方向の地震応答解析は、解析方向をX、Y、±45度方向とし、免震支承の特性値の変動を考慮している。解析結果は、X方向のそれを図-9に示し、Y方向のそれを図-10に示す。

図-9より、X方向では、免震層の最大応答変位は、告示L2-RA3波で発生しておりその値は27.0cmである。上部構造の最大応答層間変形角は、告示L2-KO波で発生しておりその値は1/223である。また、上部構造の最大応答層せん断力は、全ての層で設計用層せん断力を下回っている。

図-10より、Y方向では、免震層の最大応答変位は、告示L2-KO波で発生しておりその値は28.8cmである。上部構造の最大応答層間変形角は、告示L2-KO波で発生しておりその値は1/268である。また、上部構造の最大応答層せん断力は、全ての層で設計用層せん断力を下回っている。

本建築物は、表-3に示すように、目標耐震性能を満足することが確認された。

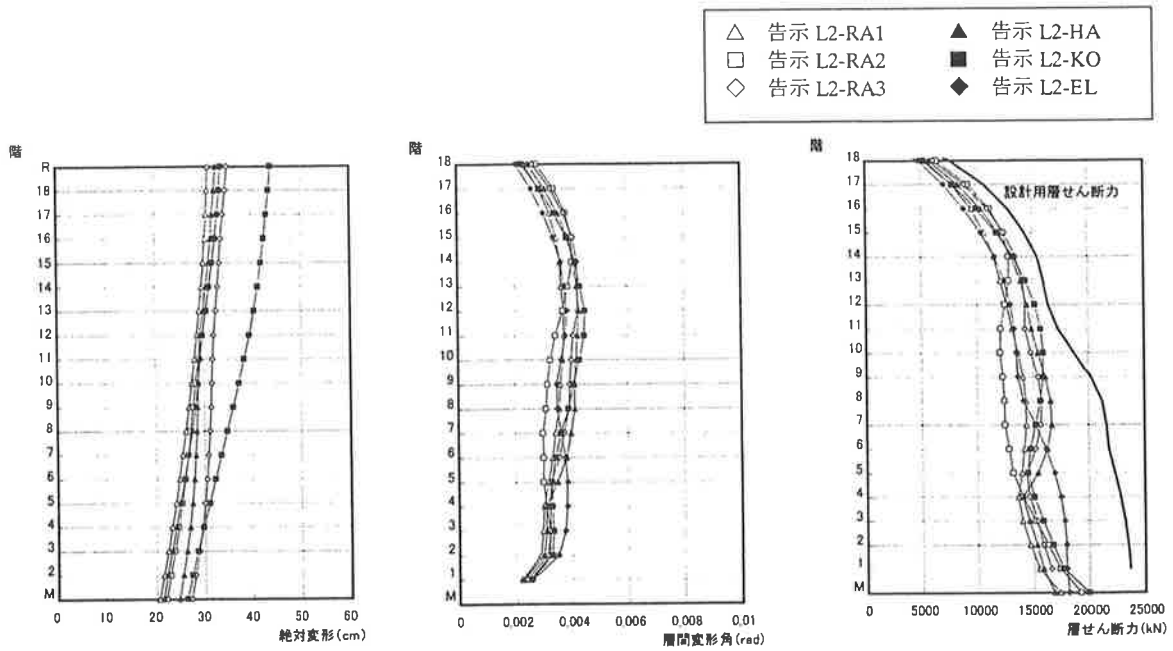


図-9 X方向地震応答解析結果

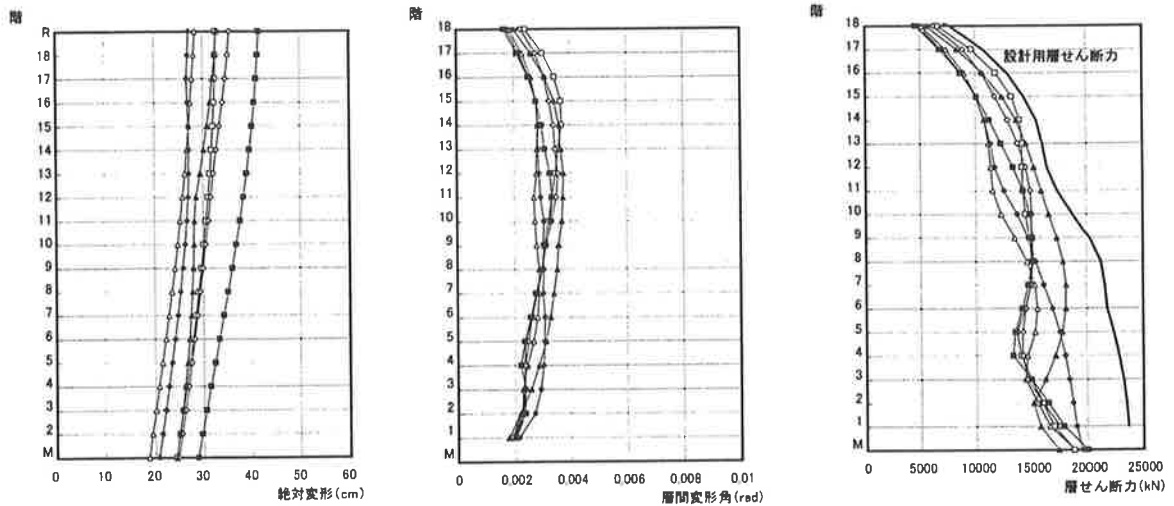


図-10 Y方向地震応答解析結果

表-3 地震応答解析結果の評価

	項目	目標耐震性能	位相乱数		位相強震記録		判定		
			X方向	Y方向	X方向	Y方向			
レベル2	上部構造	設計用層せん断力	17348 (1階)	17479 (1階)	17965 (1階)	18995 (1階)	○		
		層間変形角(rad)	1/200以下		1/236	1/272	1/223	1/268	○
	免震層	相対変位(cm) (せん断歪率)	性能保証変位以内		27.0 (135%)	24.6 (123%)	26.1 (131%)	28.8 (144%)	○
		下部構造	設計用層せん断力	設計用層せん断力以下		32119	34454	40943	33549

(2)上下方向解析

上下方向の地震応答解析の結果、免震支承および最上階の柱に作用する最大応答軸力は、それぞれ長期軸力の0.33倍および0.58倍である。また、梁に作用する最大応答曲げモーメントは、長期荷重時のその0.90である。梁の設計は、設計用層せん

断力による応力と上下動による応力との組み合わせにより行っている。

(3)免震支承の安全性

免震支承の安全性の評価は、水平動と上下動の同時性を考慮して行っている。これらの同時性は、ここでは、それぞれの最大応答軸力の単純和とし

ている。

解析結果より、積層ゴム支承の最大および最小面圧は45度方向入力の際に発生しており、最大面圧はLRB950で22.6N/mm²、最小面圧はLRB1200で0.2N/mm²であり、引張力は生じていない。また、最大応答変位は、いずれの積層ゴム支承も安定変形以内である。直動転がり支承の最大および最小軸力は、45度方向入力の際に、それぞれ12069kNおよび-1627kNとなっている。これらの値は、それぞ

れCLB1000Tの圧縮限界強度29420kN、引張限界強度-5328kN以内であることを確認している。

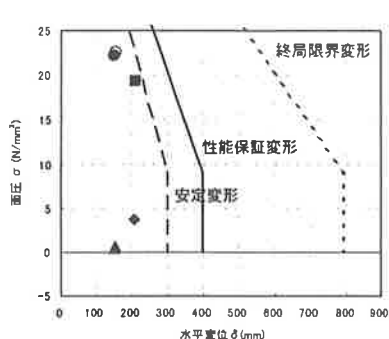


図-11 LRB950の面圧-変位図

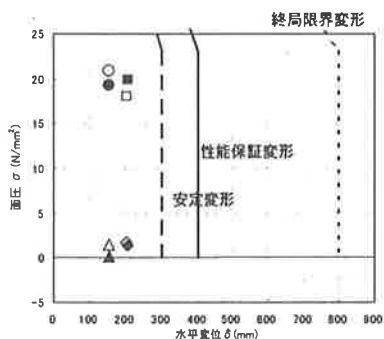


図-12 LRB1200の面圧-変位図

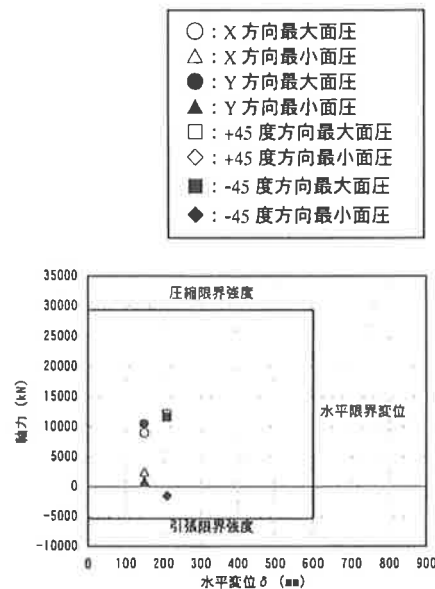


図-13 CLB1000Tの軸力-変位図

6. 風荷重に対する設計

(1)100年再現期待値の風荷重

100年再現期待値の風荷重は、地表面の粗度区分をⅢとして平成12年建設省告示第1454号に基づき算定している。風荷重ならびに免震層の降伏耐力は、それぞれ7362kNおよび7549kNであり、100年再現期待値の風荷重では免震層が降伏しないことを確認している。

表-4 100年再現期待値の風荷重

風荷重 (kN)	免震層の降伏耐力 (kN)	比率
7362	7549	0.98

(2)500年再現期待値の風荷重

500年再現期待値の風荷重は、地表面粗度区分をⅢ、刻み時間0.1秒、継続時間10分、位相を乱数として作成した模擬風力波10波による風応答解析を行い、免震層の応答変位ならびに鉛プラグ挿入型積層ゴムのエネルギー吸収能に問題がないことを確認している。

風応答解析の結果、免震層の最大応答変位は28.4cmであり水平クリアランス以下となっている。

また、免震層の総入力エネルギーは744000kN・cmであり、鉛プラグ単位面積当りに換算すると79kN・cm/cm²となる。

一方、鉛プラグ挿入型積層ゴムの加振試験（振幅±100%せん断ひずみ、加振回数30）では、エネルギー吸収量が76300kN・cmであり、鉛プラグ単位面積当りのそれは1200kN・cm/cm²となる。また、試験終了後の特性値の再現性確認試験では、その初期特性は試験前とほとんど一致することが明らかとなっている。

したがって、試験結果による鉛プラグ単位面積当りのエネルギー吸収能は、風応答解析による総入力エネルギーの約15倍であり、鉛プラグ挿入型積層ゴムは、500年再現期待値の風荷重を受けた後もその特性値は変化しないと判断される。

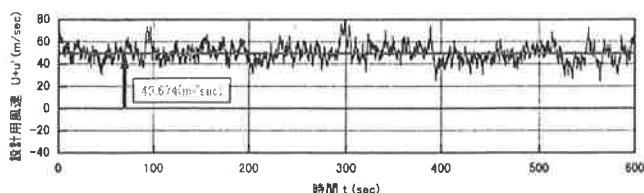


図-14 設計用風速の時刻歴波形

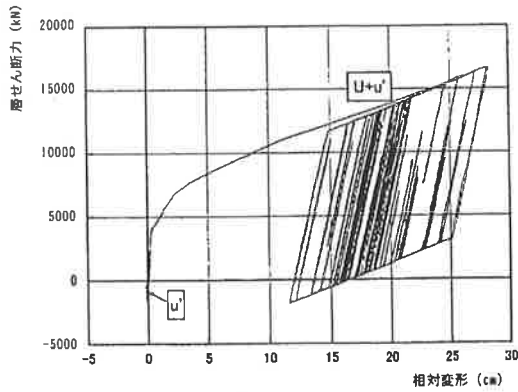


図-15 免震層の履歴

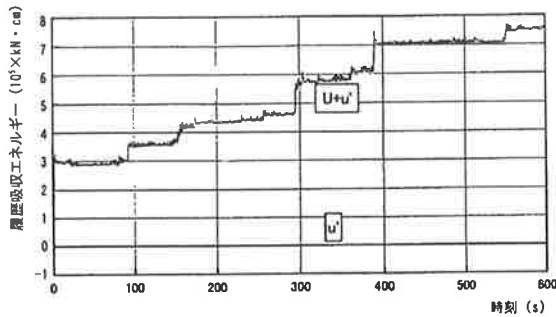


図-16 履歴吸収エネルギーの時刻歴

用するか、あるいは積層ゴム支承に直接引張りずみを与えない付加的な機構を有するものを採用すべきと考える。いづれにしても、現状では、直径の大きな積層ゴムの引張・せん断試験がはなはだ少なく、試験結果の蓄積が望まれる。

レベル2用地震応答解析に用いる模擬地震動は、位相特性の与えかたにより免震建築物の応答値が大きく変動する。例えば、本建築物の設計にあたり、位相を乱数とした模擬地震動を10波作成した。これらの地震動による免震層の最大応答変位値は17.6~27.6cmであり、ばらつきがはなはだしく大きいことが確認できた。したがって、設計用入力地震動の作成にあたっては、位相特性に十分注意するとともに、実効的な強さの地震動を作成する必要がある。

文献1：「設計用入力地震動作成手法技術指針(案)」(建設省建築研究所、(財)日本建築センター他、平成4年3月)

7. おわりに

本建築物の設計では、レベル2地震動時には積層ゴムに引張力が生じることを許容していない。支承に引張力が作用する位置には、引張力を確実に伝達できる直動転がり支承を使用している。直動転がり支承のコンクリート側のアンカー・プレートには、支承の引張限界強度に相当する定着鉄筋を接合している。また、本設計では、鉄骨柱脚のベース・プレートと支承のフランジをアンカーボルトにより直接接合する方法としている。このような方法では、ベース・プレートの面内ひずみの精度管理が重要であり、予めベース・プレート裏面に柱脚部の形状通りに予熱を与え、その後柱脚部を溶接することにより1mm以下のひずみ量で製作することができた。

免震支承に作用する変動軸力は、水平動と上下動との強さの比率(近距離地震あるいは遠距離地震)やそれらの同時性など、はなはだ不確定な要素が多いところで設計的な判断をせざるを得ない。直径の大きな積層ゴムを使用する建築物では、安易に引張限界強度以下の引張力を積層ゴムに許容すべきではないと考えている。引張力を確実に伝達できる支承や引張線形性を確認できる範囲で積層ゴム支承を使



ベース・プレートのひずみ計測



直動転がり支承の下部定着鉄筋