

サンフェルナンド地震 (1971年2月) の震害について

REPORT ON DAMAGE IN THE SAN FERNANDO EARTHQUAKE

土木学会耐震工学委員会

By Committee on Earthquake Engineering

1971年2月9日早朝、米国カリフォルニア州南部の Soledad 断層近傍に $M=6.6$ の地震が発生した。これによってロスアンゼルス市北部のサンフェルナンド谷の北部地区では局部的ではあるが、ダム・橋梁・電力設備・住宅などの構造物に大被害がおきた。

この地震で近代的施設が被災したことが都市防災の立場から注目され多くの部局から種々の目的をもった調査団が派遣された。土木学会では主として構造物の耐震に関する研究を行なう立場から、9名よりなる調査団を現地に派遣して震害調査を行なった。

本文はこの調査団の調査結果にもとづいて構造物の被害状況とその発生についてのべたもので、将来土木構造物の耐震性を検討する場合にこの震害例が参考になれば幸いである。なお被害の詳細については明年2月全米の科学者、技術者が集まって報告、検討を行なう予定とのことであったので、その議事録が参考になるであろう。

本文は7章からなり、カリフォルニア南部の地震事情、地質について、ダム・橋梁など構造物の被害について述べ、最後に災害時にとられた諸対策、復旧活動に言及している。執筆は調査団員の共同執筆になるものであるが、ほかに政府調査団長 福岡正巳氏および調査団に同行した日本鋼管成田園郎氏にそれぞれ専門分野の執筆を依頼した。

執筆者と担当課題は次のとおりである。

- | | |
|--------------------|-----------------------|
| 1. カリフォルニア南部の地震事情 | 岡本 舜三 |
| 2. サンフェルナンド地震 | 河上 房義 |
| 3. ダム・電力設備・給水設備の被害 | |
| | 久保慶三郎・横田 潤・久保田昭寿・菊池 昭 |

4. 埋設パイプラインの被害

久保慶三郎・田村浩一・成田園郎

5. 道路・橋梁の被害

後藤尚男・田村浩一・田村重四郎

6. 鉄道の被害

田村 浩一

7. 地震に際してとられた諸措置と得られた教訓

福岡 正巳

また土木学会調査団が現地で調査を行なうにあたり特に次の方々に協力を受けた。

カリフォルニア工科大学 G.W. Housner 教授, A.E. Hudson 教授, P.C. Jennings 教授, C.R. Allen 教授, カリフォルニア大学 (UCLA) C. M. Duke 教授

そのほか Department of Water and Power, City of Los Angeles; State of California Department of Public Works, Division of Highways; The Metropolitan Water District of Southern California ならびに Southern California Gas Co., Mobil Oil Co., Getty Oil Co., Southern Pacific Transportation Co. の方々より協力を得ると共に現地在住の玉井英二, 大和田泰二, 蓮見幸雄, 高瀬隼彦, 吉浦不二夫, 重盛成之助, 西尾富義その他の方々にもお世話になった。これらの方々ならびに調査団の結成に援助または種々と便宜を与えられた東京電力, 関西電力, 電源開発各社ならびに学会事務局に対し謝意を表明する。

1971年6月

土木学会サンフェルナンド地震調査団長

岡本 舜三

1. カリフォルニア南部の地震事情

1.1 概 要

カリフォルニア州の西側海岸線にそって、北側には

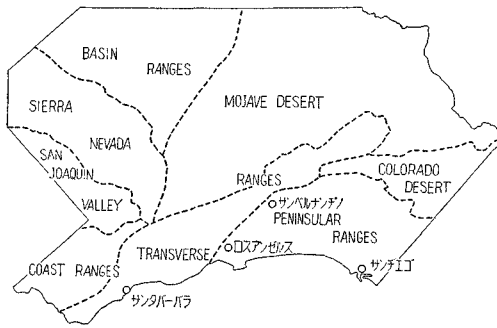
Coast Range, 南側には Peninsular Range の両山脈があり、東側州境には Sierra Nevada 山脈がある。これらはいずれも北西—南東方向に走っている。一方ロスアンゼルス北側の北緯 35° 付近には Transverse Range がほぼ東西方向に走り南カリフォルニアを他の部分から区分している。

Coast Range と Sierra Nevada 山脈の間には Central Valley と呼ばれる広大な低地がある。また Transverse Range の東側は Mojave Desert と呼ばれる広大な砂漠に続いている。

カリフォルニア州の地質は主に中世代に作られたと考えられる。Sierra Nevada, Peninsular Range 両山脈は中世代の花崗岩系岩石であり、Coast Range は中世代後期または新世代の堆積岩であり、Transverse Range は中世代深成岩および古い堆積岩である。Central Valley および Mojave Desert は主として新世代の岩石または沖積層よりなっている。

1.2 地質区分各論

次に南部カリフォルニアの地形地質に注目すると、ここは地形的にも地質的にも変化の多い地域であり、8個の地質区に分けることができる(図一.1)。



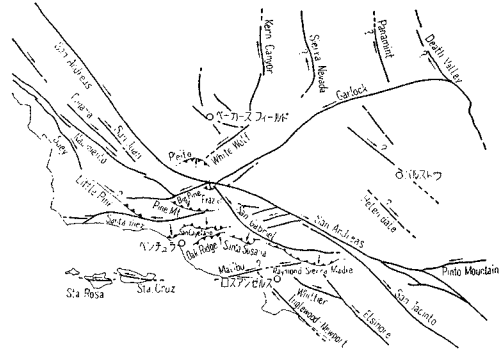
図一.1 地質区分図*

① Southern Coast Range：主として中世代および新世代の海成層よりなり、北東部は San Andreas 断層、南西部は Nacimiento 断層によって切断されている。なおこの両断層の間に深成岩が露出している。

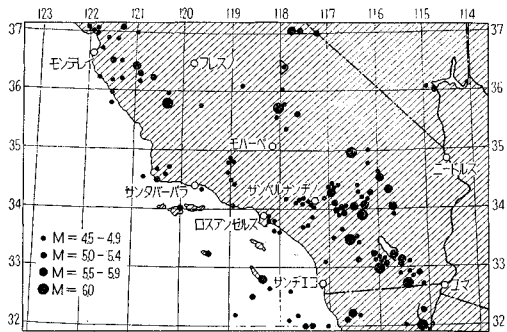
② San Joaquin Valley：Central Valley の南端をなす。新生代の沖積層でおおわれている。その西部には南東方向、東南東方向にむく褶曲があり、Valley の西側には多くの衝上断層および転倒層がみられる。

③ Sierra Nevada：西側に傾斜したブロックである。東側は急傾斜の断層によって区切られ、西側は San Joaquin Valley の堆積の中にかくれている。ブロックは主として中世代深成岩 およびより古い 変成岩よりなり、その上に第3紀の堆積がのっている。ただし Tehachapi 山は Sierra Nevada とは異質で北東側に傾斜し西側を断層で区切られている。

④ Basin-Range Province：山脈は北方向に走る多数の



図一.1.2*



図一.1.3*

ブロックよりなり、その多くは断層によって境されている。地質年代的にも複雑で、新生代からプレカンプリア紀に至る各種の岩石を含んでいる。南側は Garlock 断層帯によって区切られ、そこには左ずれ断層が多数あり、西側は Sierra Nevada 断層帯によって区切られ、そこには横断断層が卓越している。なお地区内には新しい地殻変動による断層や褶曲等が多くみられる。

⑤ Mojave Desert：巨大な断層にかこまれた西側を向いたくさび状地域である。北側には Garlock の左ずれ断層があり、南西には San Andreas の右ずれ断層がある。地区内にも断層や褶曲が多い。

⑥ Transverse Range Province：一連の山・丘・盆地よりなり東西方向に走っている。東半部は中世代深成岩、より古い変成岩および火成岩よりなる高山であり、西半部は広大な厚い堆積岩よりなる。山脈の側面は急峻な横断衝上断層でけずられている。地区の東部では San Andreas—San Jacinto 断層帯が横切り、そのやや西で San Gabriel 断層がある。

⑦ Colorado Desert：長い低地で新生代の厚い沖積よりなる。地区の北東側には数個の断層がありその多くは新生代の地層を切っている。

⑧ Peninsular Range Province：山脈は北西方向に

* 図一.1.1~1.3 は Geology of Southern California, State of California, Department of Natural Resources による。

走行し、この走行は Transverse Range より北側の地区の山脈の走行に一致している。古生代中世代の火山堆積物が広くひろがり海岸部には平地がある。その厚さは地区の北端にある ロसानゼルス 盆地において 12 000 m に達している。地区内には北西向に走る多くの断層があり新生代にも時々活発に活動した。褶曲は東北東、北北東方向をもち、ここに石油が貯えられている。

1.3 断 層

カリフォルニア州南部の地質の主たる構造は 図-1.2 に示すような 2 個の断層帯によって特徴づけられている。各断層の長さは数 10 マイルから数 100 マイルにおよび深さは少なくとも 10 マイルに達し、そのあるものには地震が発生している。

一つの断層帯は北西-南東方向であり (San Andreas ほか) 右ずれに動く。ほかの一つは北東-南西方向であり (Garlock ほか) 左ずれに動く。このほかに Transverse Range には東西方向に走る短い断層があり、それは衝上断層であって北側が上り南側が下る。上記の 2 個の断層帯の断層活動は地殻を東西方向に引きのばし南北方向に縮ませるような局部的ひずみを生じることになるが Transverse Range の東西方向むきの褶曲と衝上断層はこの局部的ひずみの影響であろうと考えられている。

1.4 地震活動

カリフォルニア南部地区の地震活動は活発であり、それはこの地域の断層活動と関係があるものと推測されている。図-1.3 は 1934 年から 1951 年にこの地区におきた地震をマグニチュード別に示したものであるが (C. F. Richter による)、ここに示された地域内だけでも $M=6$ 以上の地震が 8 個ある。 $M=6$ 以上の地震は日本のように耐震設計の普及している国でも土木施設に被害を生ずる程度の規模であり、それが 2 年に 1 回のわりでおきていることになる。なおこの地域に最近おきた大地震をあげると次のようである。

1933	3.10	$M=6.3$	Long Beach
1940	5.18	$M=7.0$	El. Centro
1952	7.21	$M=7.7$	Tehachapi (Taft)
1966	6.27	$M=5.6$	Parkfield
1968	4. 8	$M=6.5$	Anza Borrego
1971	2. 9	$M=6.6$	San Fernando

2. サンフェルナンド地震

2.1 震 源

1971 年 2 月 9 日午前 6 時 0 分 47 秒, カリフォルニア

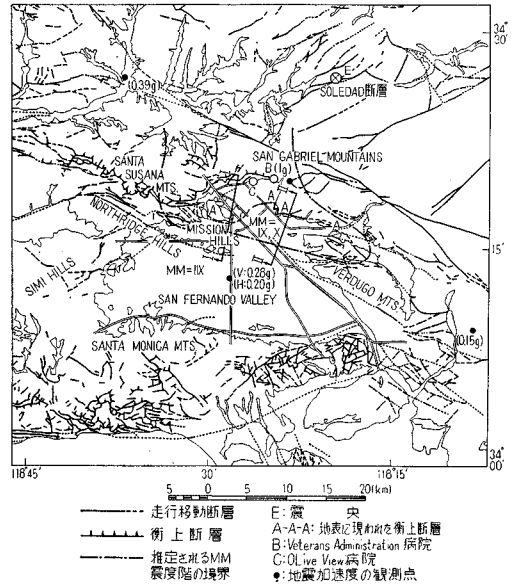


図-2.1 震害地域

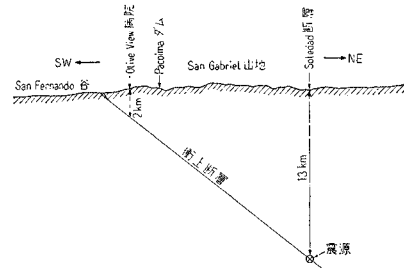


図-2.2 震源を通る断層

州南部においてかなり強い地震が感じられた。その震源は、北緯 $34^{\circ}26.4'$ 、西経 $118^{\circ}19.6'$ 、深さ 10 km^1 で、ロसानゼルス市の北方、San Gabriel 山中の Soledad 断層の位置にあり、その震央はこの地震の被害の中心地であるサンフェルナンド地区の北西約 15 km のところにある (図-2.1 参照)。

地震は、San Gabriel 山脈の北側の Soledad 断層の下にある断層に起こったと推定されるが、この断層は図-2.2 にその概念を示すように、サンフェルナンド谷の北部で地表に衝上断層となって現われ、その最大すべりは 2 m、落差は 1.5 m におよんでいる。なお、震源を通る断層が地表に現われた地点付近では、地表から断層までの深さが浅く (たとえば Veterans Administration 病院や Olive View 病院の付近では、断層の深さが 2~3 km と推定される)、そのために激しい振動により大きな被害を生じたものと推定される。

注 1) 震源の深さは、CALTEC の調査によれば 13 km、また UCLA の C.M. Duke 教授によれば 8 km といわれる。

2.2 地震の強さ

この地震の規模は $M=6.6$ であるが、震源が浅いため、震央に近い地域の震度はかなり高かった。ロスアンゼルス市近傍の各地の地表において観測された加速度の最大値を例示すれば表-2.1のごとくである(なお2,3の観測地点における加速度の最大値は図-2.1の中に併記してある)。なお、この地震による被害の著しかった地域は、San Gabriel 山脈の南縁からサンフェルナンド谷のほぼ全域にわたり、この地域の震度は修正メルカリ震度階の IX ないし X に達したといわれている(図-2.1)。

表-2.1 各地の最大加速度

観測地点	震央よりの		最大加速度 (gal)			備考
	距離 (km)	方向	鉛直	水平 (L)	水平 (T)	
Pacoima ダム左岸	14	SW	1000		1040	注2)
サンフェルナンド谷	29	SW	280		200	
同上	35	SW			230	
ハリウッド北部	34	S			180	
ロスアンゼルス西部	45	S			130	
ロスアンゼルス中心部	45	SE			130	
ロスアンゼルス空港付近	54	S	42	37	37	
Castaic	32	NW	178	388	316	
ロングビーチ (Terminal Island)	74	S	19	31	27	
Lake Hughes 地区	27	NW	118	152	158	
同上	27	NW	178	371	276	
パサデナ	37	S	116	184	216	地階

注2) この記録は Pacoima ダム左岸のせまい尾根(岩盤)上に設置された地震計によって得られたものであるが、その加速度は地震計の位置、地震によって発生した岩盤のきれつなどの影響をうけているものと考えられる(図-2.3~2.5 参照)。

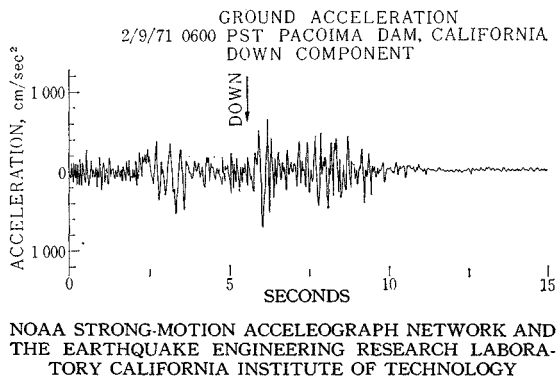
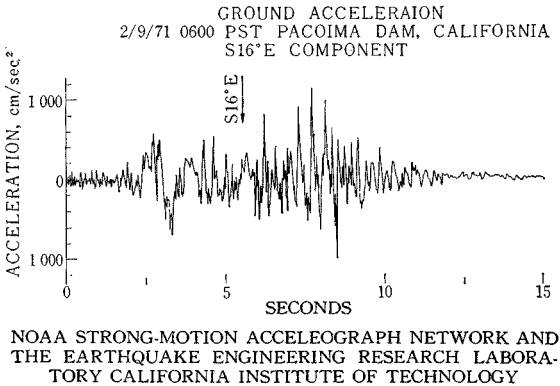
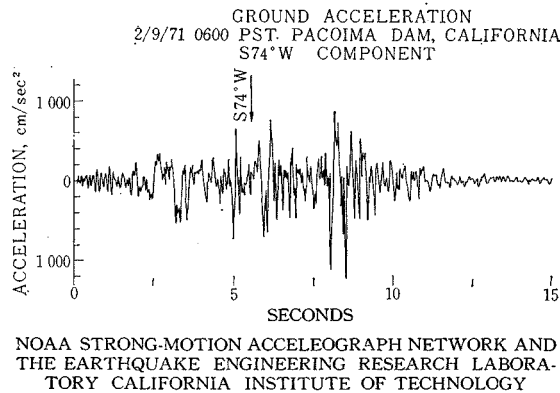


図-2.3 加速度記録 (Housner 教授による)

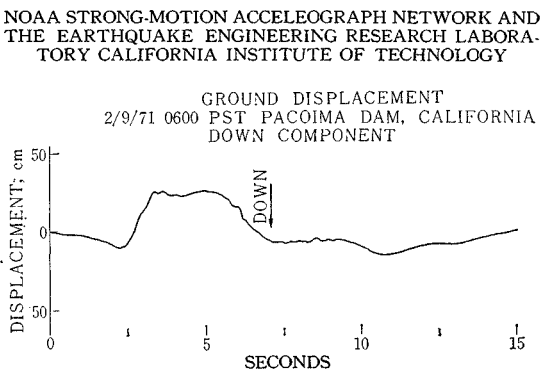
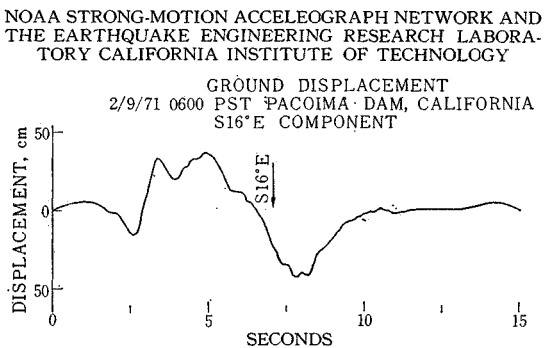
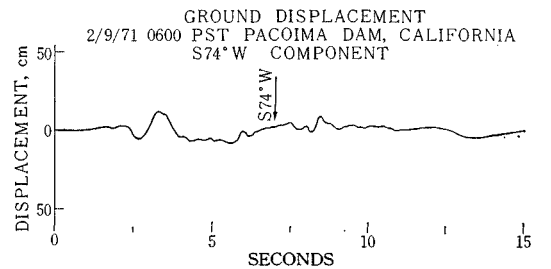
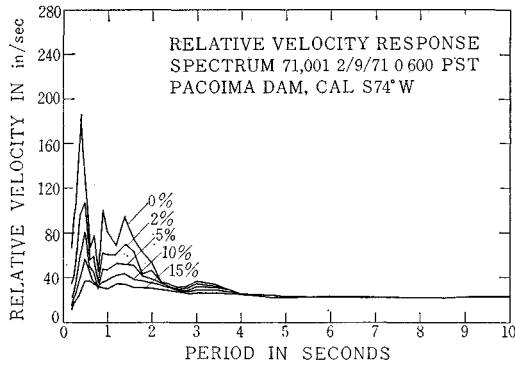
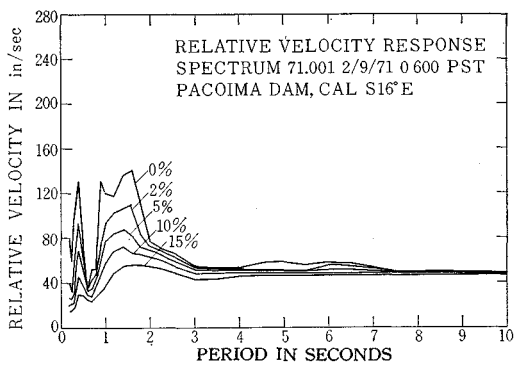


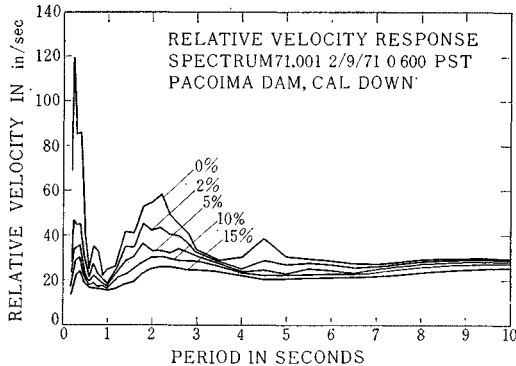
図-2.4 換算変位 (Housner 教授による)



NOAA STRONG-MOTION ACCELEOGRAPH NETWORK AND THE EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH LABORATORY CALIFORNIA INSTITUTE OF TECHNOLOGY



NOAA STRONG-MOTION ACCELEOGRAPH NETWORK AND THE EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH LABORATORY CALIFORNIA INSTITUTE OF TECHNOLOGY



NOAA STRONG-MOTION ACCELEOGRAPH NETWORK AND THE EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH LABORATORY CALIFORNIA INSTITUTE OF TECHNOLOGY

図-2.5 応答スペクトル (Housner 教授による)

2.3 余震の震源分布

図-2.6 は、今回の地震の本震の震央と、余震の規模とその震央の分布を示したものであるが、この図から余震の震央は本震の震央を頂点とする放物線状に分布していることがわかる。この余震の震央の分布は、今回の地震によって活動した断層の限界を示すものと考えられる。

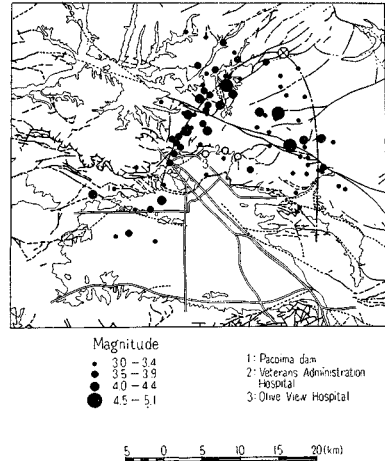


図-2.6 余震と断層

2.4 震害地域の地質および土質

震害の著しかった地域は、ロスアンゼルス市の北東 35 km 付近に、三角形に広がった沖積平野 (東西約 30 km, 南北約 20 km) で、サンフェルナンド谷と呼ばれ、四周は山地で囲まれている。すなわち、この平地の北側の東部は San Gabriel 山脈、西部は Santa Susana 山脈で、東側は Verdugo 山脈、西側は Simi 丘陵で囲まれ、南側は Santa Monica 山脈を介して、ロスアンゼルス市に連なっている (図-2.1 参照)。

サンフェルナンド谷の周辺の山麓付近の表層は、薄い残積土から成り、土質はローム、砂質ローム、れき混りローム等である。沖積平野の大部分は、段丘堆積層および古沖積層を源とする第四紀の沖積層で、土質はローム、砂質ローム、れき混りロームである。沖積層の厚さは、図-2.7 の地質断面図に見られるように、最大 130 m 程度で、その下は第三紀の堆積層である。

サンフェルナンド谷に面した San Gabriel 山脈および Santa Susana 山脈の南斜面には、多くの断層が発達している。これらのうち、San Andreas 断層または San Gabriel 断層等に平行しているものは主として走行移動断層であり、東西方向に発達した断層、たとえば Santa Susana 山脈の南麓沿い、またはサンフェルナンド谷の

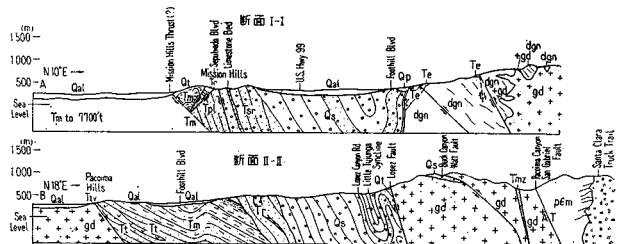
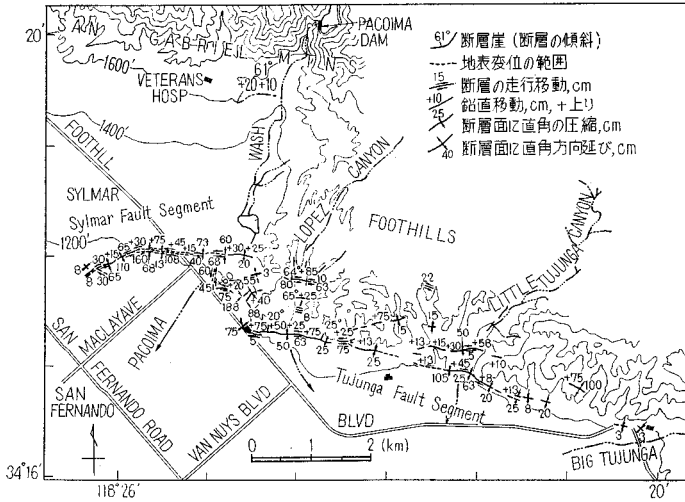


図-2.7 地質断面 (断面の位置は 図-2.1 参照)

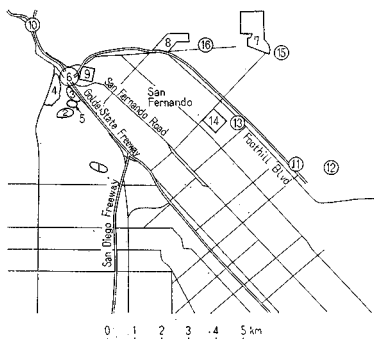


図—2.8 活動した断層

北側の San Gabriel 山脈の南麓付近において東西に走る新層には衝上断層ないしは逆断層が見られる。今回の震源と考えられる断層も衝上断層であるといわれている。今回の地震に際しては図—2.1 の A-A 線で示すように、断層はサンフェルナンド谷の北部すなわち Lower San Fernando ダムの南側を通る Mission 丘陵の衝上断層から発してサンフェルナンド市街地を貫き、Hansen ダムの北方で San Gabriel 山脈の南麓に分布する断層に連なる地表に現われており、その変位は最大すべり 2 m、落差 1.5 m におよんでいる地点もある。断層の一部について、位置、断層崖の傾斜、走行移動、断層に直交する方向の伸縮量を図—2.8 に示す。

2.5 震害地域

この地震の被害地域の震度については 2.2 において



- ① Lower San Fernando ダム
- ② Upper San Fernando ダム
- ③ Sylmar Converter Station
- ④ Joseph Jensen 浄水場
- ⑤ San Fernando Power Plant
- ⑥ ⑩ 高速道路のインターチェンジ
- ⑦ Veterans Administration 病院
- ⑧ Olive View 病院
- ⑨ Juvenile Hall (少年院)
- ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮ ⑯ 住宅建築

図—2.9 被害分布図

述べた。この地震によって San Gabriel 山脈の南麓から、サンフェルナンド谷のほぼ全域にわたって被害があったが、被害の特に著しかった地域はサンフェルナンド谷の北部を含むほぼ 13 km × 13 km の区域である (図—2.1)。また 図—2.9 にはこの地震によって顕著な被害をうけた施設または構造物のうち調査したものを示してある。断層が地表に現われた地点では、構造物たとえば建築物も主として地表の変形によって破壊されている。

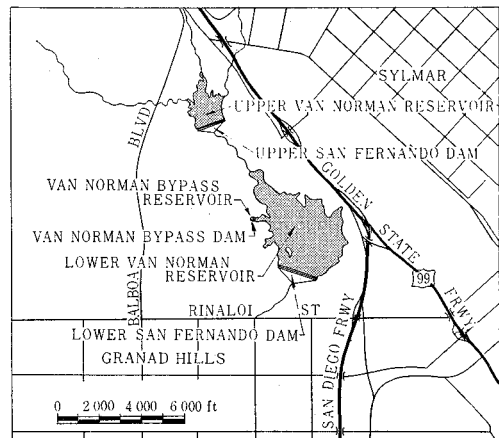
地震に伴う地すべり、山崩れも San Gabriel 山脈の南麓付近や Santa Susana 山脈などに見られるが、直接、構造物や人命に被害をおよぼしたものは無い。地盤の被害についていえば、Upper Van

Norman 貯水池の北側や Lower San Fernando ダムの基礎などにおいて、土の液化化現象が発生したといわれているが、調査当時の地表の状況からは明らかでない。

3. ダム・電力設備・給水設備の被害

3.1 ダムの被害

カリフォルニア地方は雨量が少ない (年雨量 700 mm 程度) ので、ロスアンゼルス近郊には昔から数多くの水道用ダムが造られている。今回の地震の震央に最も近い位置に Pacoima ダム (高さ 120 m の定角型コンクリートアーチダム) がある。このダムは実質的な被害を受けていないが、地震後の測量によって、アーチの弦長が約 2.5 cm 短くなり、左右岸で 3.8 cm の高低差が生じたと報告されている。



図—3.1 サンフェルナンドダム ロケーション図

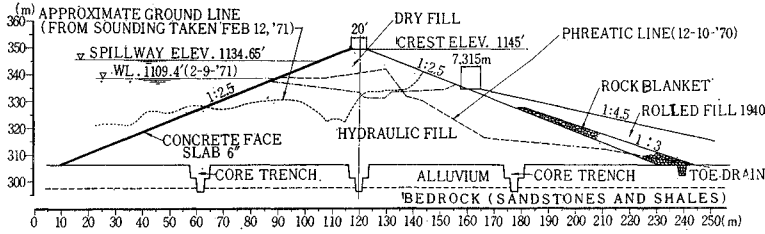


図-3.2 Lower ダム断面図

地震によって大きな被害を受けたダムは、ロスアンゼルス市北西に位置する Lower San Fernando ダムと同 Upper ダムであって、他のダムはほとんど被害を受けていない。サンフェルナンド地区には新旧 3 個のダムがあり、ともにアースダムであるが、破壊した両ダムは水締め工法により 50 年以前に建設されたダムであり、近年転圧工法によって築造された Byppss ダムは軽微な被害にとどまった。以下に破壊された両ダムについて述べる。

(1) Lower San Fernando ダム

このダムは 1912 年に着工し、1915 年より使用されたダムで、高さ 43 m、堤頂長 664 m、ダム体積 250 万 m³、貯水容量 2500 万 m³ を有し、その標準断面は 図-3.2 のごとくである。前述のように、水締め工法によって築造され、その後、上流面にコンクリートフェイス、下流面にドレーンのためのロックゾーンと、転圧工法による断面補強を行なっている。ダムの基礎は河成堆積層で、岩盤までの深さは約 10 m 程度である。

破壊の状況は写真-3.1 のごとく、下流のり面に始まるほぼ円弧状のすべりによって貯水池側に、おおむねダム全長にわたって崩壊した。崩壊時の水位は満水位より 7.5 m 下っていて、ダム下流面の残留高さがわずかに水面より高く、奇蹟的に越水を免れた。余震被害に備えて 12 平方マイル内の住民を退去させる一方、水道局は早急に水位を低下させるのに全力を尽した。

ダム天端に設置されていたサイスモスコープは水没



写真-3.1 Lower ダムの被災状況

し、左岸のサイスモスコープもスケールアウトして最大加速度ははっきりしないが、Housner 教授は現地の加速度を付近の地震加速度から 350~400 gal 程度と推定している。ロスアンゼルス市水道局技術者の言によればこのアースダムは 0.15 g の水平加速度に耐えられるとのことであった。

いずれにしてもこの地震の震度は設計時には通常見込まない大きさの震度であるうに、震源に近いために、垂直成分も相当大きかったものと思われる。

盛立て材料はダムの基礎地盤と同じ河成堆積物の砂とシルトであって、その性質は、河上教授によれば、内部摩擦角 20° 程度、粘着力 2 kg/cm² 程度のものであり、粒度分布の一例は 図-3.3 のごとくである。

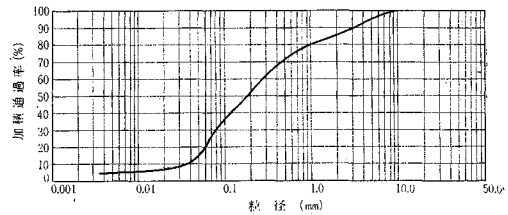


図-3.3 土の粒度試験結果

Lower ダムの破壊の状況が、フィルタイプダムの設計に慣用的に用いられている円弧すべりにかなり類似しているため、この方法を検討する意味で材料の性質と震度に想定される幅を与えて同方法により安定計算を行なった。この試算において想定したすべり面は、現場の状況から、図-3.4 に示す 2 通りの円弧とした。

材料の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、水平震度 k および単位重量 γ は、それぞれ次の値を想定した。

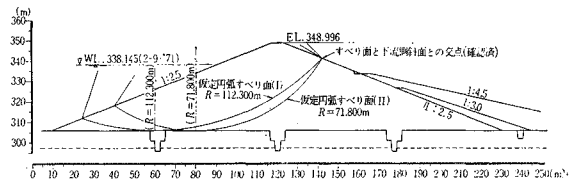


図-3.4 計算に用いた想定すべり円弧

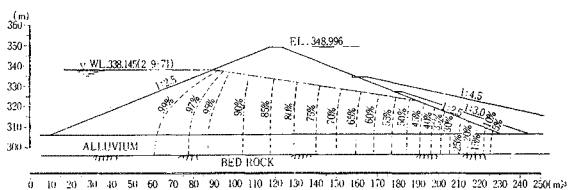


図-3.5 堤体内浸透流等ポテンシャル線図

表-3.1 安定計算結果 (すべり安全率)

粘着力	地震震度 内部摩擦角	0.25			0.30			0.35			0.40		
		20°	25°	30°	20°	25°	30°	20°	25°	30°	20°	25°	30°
10 t/m ²	円弧すべり面 (I)	0.949	1.056	1.172	0.832	0.924	1.023	0.738	0.818	0.991	0.661	0.731	0.807
	" (II)	0.919	1.026	1.141	0.803	0.894	0.993	0.710	0.790	0.876	0.635	0.705	0.780
15 t/m ²	" (I)	1.232	1.340	1.456	1.084	1.176	1.276	0.965	1.045	1.132	0.868	0.938	1.014
	" (II)	1.189	1.296	1.411	1.042	1.133	1.232	0.925	1.004	1.090	0.829	0.899	0.974
20 t/m ²	" (I)	1.516	1.623	1.740	1.336	1.428	1.528	1.192	1.272	1.359	1.075	1.144	1.220
	" (II)	1.459	1.565	1.681	1.280	1.372	1.471	1.139	1.218	1.304	1.024	1.093	1.168

c : 10 t/m², 15 t/m², 20 t/m²
 ϕ : 20°, 25°, 30°
 k : 0.25, 0.3, 0.35, 0.40
 τ_d : 1.85 t/m³
 τ_w : 2.10 t/m³
 τ_s : 2.17 t/m³

なお震度 k は地盤加速度とし、ダム天端ではこれの1.5倍として、この間直線的に変化するものと仮定した。間引き水圧は地震時水位に対し Finite Element Method によって求めた。地震前日の水位は高かったと報告されているので、この値は実際よりもやや小さいものと思われる。計算結果は表-3.1 のとおりである。

c, ϕ, k と安全率の関係を図示したものが図-3.6 で、 k をパラメーターとし、安全率 1 を与える c, ϕ の組合せを図示したものが図-3.7 である。これらの結果は、現在の慣用的計算方法は、マクロ的に安定性を判定

するには役立つことを示している。

ダム下流側にある排水設備への漏水は地震直後増加を示したが、間もなく正常な値に回復し、また漏水は一部混濁を示したが、36 時間以内に清水に復した由である。付帯設備としては 2 個ある取水塔のうち、1 個は基礎から 6 m 上で破壊し、ほかの 1 個は取水塔自体の破損は軽微であったが付属橋梁が破壊した。

(2) Upper San Fernando ダム

当ダムは 1919 年に着工、1921 年から使用されている。ダムの高さ 25~12 m、ダム頂長 530 m、ダム体積 44 万 m³、貯水量 230 万 m³ であって、前述のごとく水締め工法により築造された。標準断面は図-3.8 のごとくで、上流面にはコンクリートフェイスングが施工されている。

地震時、当ダムは満水状態であった。被害の内容は Lower ダムとは逆に、上流から下流に向かって、すべりが生じ、天端が 0.9 m 沈下し、下流側へ 1.5 m 移動した。上流面のコンクリートフェイスングの破壊状況は写真-3.2 のごとくで、すべり面の始端を示しているものと思われる。下流面の小段が広がったためか、すべり崩壊は発生しなかったが、堤体内を横断する放水管はダム上流

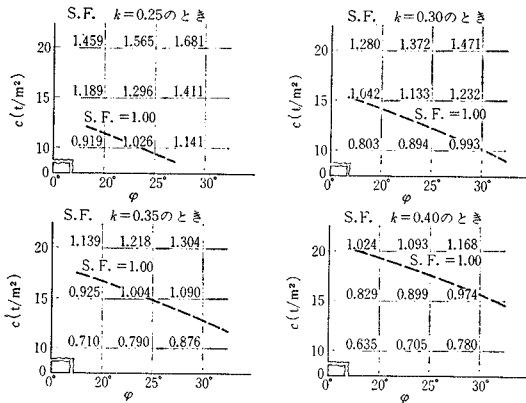


図-3.6 c, ϕ, k と安全率の関係

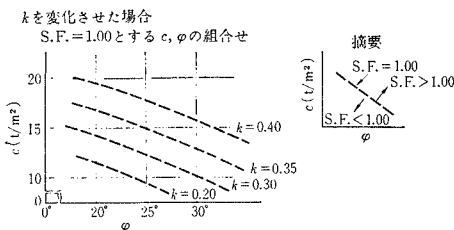


図-3.7 k をパラメーターとした場合の安全率 1 を与える c, ϕ

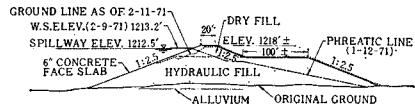


図-3.8 Upper ダム断面図



写真-3.2 Upper ダム上流面の破壊

部分において引張り破壊, 下流部分において圧縮破壊しており, 地震時にはかなり危険な状態にあった模様である。一部の排水設備からは平常時の 2 倍の漏水が続き, ダム下流部分もかなり被害を受けたことを示している。当ダムは現在修理工事が進行中であり, 貯水池の水位を下げて運用している。

(3) Van Norman Bypass ダム

このダムは前記 2 ダムに隣接して築造された新しいダムであって, 1968 年に着工, 1970 年より使用されている。基礎は岩盤まで掘削し, 十分な地質調査と土質試験を行なって, 近代的な転圧工法によって建設されたものである。

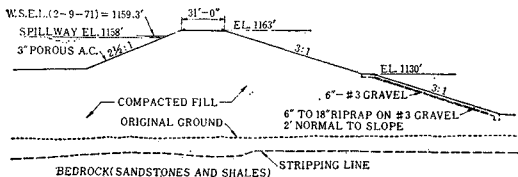


図-3.9 Bypass ダム断面図

ダムの高さは 27 m 程度, 貯水容量は 35 万 m³, 断面は図-3.9 のごとくで, 上下流面, 天端ともアスファルトフェイスングを行なっている。地震時には貯水池は満水位で余水路に越流していた。

ダムの受けた被害はアスファルトフェイスングの一部にオーバーラップあるいは開口きれつが認められたが, 堤体自体の被害はない模様であった。フェイスングが被害を受けた部分でピットを掘り, アスファルトの下の方を調査し, その部分においては, 盛立て材料に異常のないことを確認しているが, この場合フェイスングと堤体との間の付着力は小さいので, たとえば開口きれつが堤体に生じたとしても同じ位置にあらわれるとは限らないように思われる。このダムは実質的な被害は全くないということで, 現在満水位で運用されている。このダムがほとんど被害を受けていない理由は, 大きな被害を受けた前記の古いダムと異なり, 新式の工法によって建設されたことによるものと思われる。このほかに堤軸の方向が前記 2 つの旧ダムと直角な方向にあり, 地震動の方向性によってたまたま被害が少なかった可能性も考えられないことはない。

3.2 電力設備の被害

(1) 概要

ロスアンゼルス市付近の電力供給は, ロスアンゼルス市の Department of Water and Power (DWP) (供給電力約 4000 MW) と Southern California Edison Co. (供給電力約 10000 MW) により行なわれている。電力設備の被害としては DWP の所管である Sylmar

Converter Station, San Fernando Power Plant および Olive Transmission Substation (160 MVA) など, Sylmar 地区の発電所設備の被害が最も大きい。

地震の発生が早朝の軽負荷時 (供給能力の 30% 程度) であったため, 供給停止はほとんど瞬間的であり, 大部分は 16~20 分程度で解消し, 最も被害の大きかったサンフェルナンド地区でも翌日までにはほぼ供給可能となった。

次に, 被害の最も大きい Sylmar Converter Station の概要について述べる。

(2) Sylmar Converter Station

Sylmar Converter Station は Pacific Intertie の南端にあり, 北部の Celilo Converter Station を約 1350 km の直流架空送電線で結んで, 北部と南部の広域運営を目的として建設された直流変換所 (144 万 kVA, ±400 kV, 2 極大地帰路方式) である。Pacific Intertie の直流送電は 1970 年 5 月に運転を開始した。

今回の地震により以下に述べるようにきわめて大きな被害を受けたので, DWP の説明によれば, 一部 (約 50 万 kVA) 運転可能な時期までに約 9 ヶ月を要し, 復旧が完了するまでには, さらに 1 年以上を要する見込みであるとのことである。

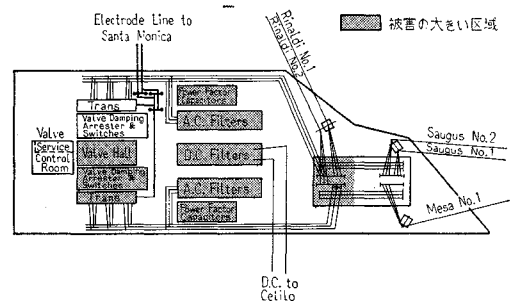


図-3.10

直流変換所内の機器配置は, 図-3.10 のとおりであって, 最も大きな被害を受けた箇所は, AC, DC, フィルター区域およびスウェーデンの ASEA 社製の水銀整流器が設備されたパルス室である。

地震による被害は次のとおりである。

(a) 制御室: 運転室内の天井が室内照明灯とともに制御盤上に落下した被害のほか, Valve Service ホールでは, Degasing 機器の基礎の固定が不十分のため移動し, 付属機器の破損が見られた。

(b) 変圧器・断路器類: 変圧器の一つが, 約 50 cm 程度基礎コンクリート上を移動した。これは基礎に十分固定されていなかったためであり, 埋込み金物に機器のベースを数箇所すみ肉溶接したものは移動していない。

一方機器は移動しないが, 基礎コンクリートと周辺地

盤の間に 5~10 cm の空げきを生じたものが見られる。この現象は、原地盤（この付近の土質は砂質ローム層である）上に約 1.5 m 盛土した部分が、地震により、基礎コンクリートとの間に相対変位または沈下を生じたことによるものと考えられる（図-3.11 参照）。

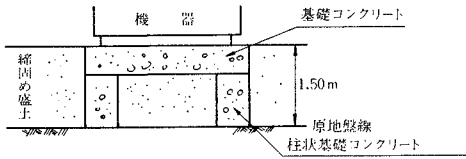


図-3.11

アルミ製のブスバー（外径 150 mm、厚 4 mm）が切断されたものが多いが、ブスバーの切断は、それにつながるアレスター、断路器などの“がいし”が振動により落下したための2次の被害と思われる。

なお、ブスバーの大部分の切断、折損箇所はほとんどが溶接部であり、アルミの溶接については再検討の余地があると思われた（写真-3.3 参照）。

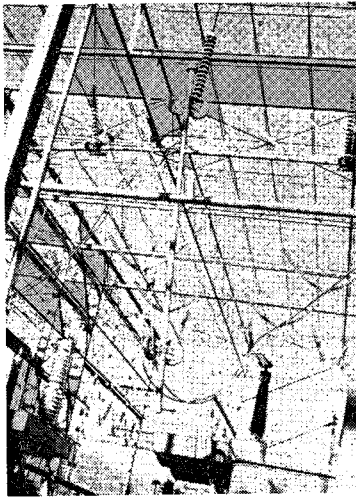


写真-3.3 折損したブスバー

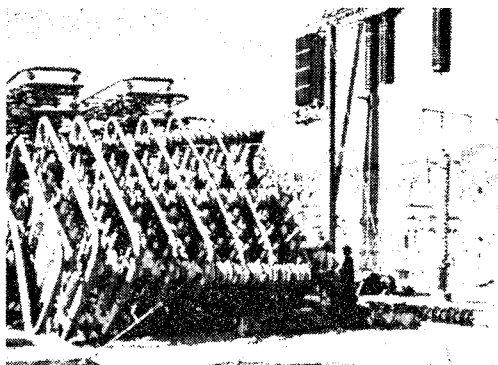


写真-3.4 倒壊した DC フィルター



写真-3.5 フィルター基礎部の折損

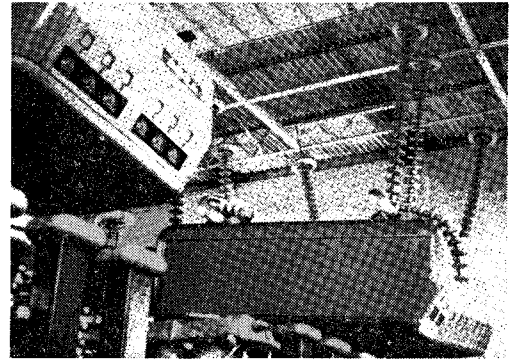


写真-3.6 水銀整流器上に落下した電流分配器

“がいし”の破壊は地震動により落下し、その衝撃により生じたものであり、“がいし”そのものの強度よりも、その支持方法、接続方法に問題があると思われる。

(c) AC, DC フィルター群

AC, DC フィルター群は各ラックごとに倒壊し、まことに無残な状況である。

リアクトルが完全に倒壊していたが、この倒壊から震度を推定すると $K=0.25$ 程度以上であると思われる。またフィルターのラックの鉄柱の基礎（鑄鋼）が切断されたものもある。

機器およびその基礎の耐震設計に採用している震度は $K=0.2$ ということであり*、設計震度の値が低すぎるくらいがある。

なお、これらの破壊状況から見て、重要機器の耐震設計にあたっては、基礎地盤の振動と、機器本体と基礎を連結する部分である機器基礎部の構造については慎重に検討し、十分な強度をもたせることが好ましい。

(d) バルブ室：直流～交流変換装置である水銀整流

* わが国で一般的に採用されている設計震度は、機器、基礎とも 0.5 であり、最近はこの値を再検討し、基礎については滑動に対し 0.5、転倒および地盤反力に対し 0.7 を設計震度とし、機器については、もっと可酷な 300 ガル共振 3 波を考慮して動的解析を行なっている例がある。

器はバルブ室内に設備されているが、この整流器の直上部に吊下げてあった電流分配器の吊下げワイヤが切断し、水銀整流器上に落下したための被害が大きい。

このため整流器内の水銀が流出し、当分の間立入禁止措置をとったとのことであり、整流器の中には燃えたものも見られた。

3.3 Metropolitan Water District of Southern California (MWD) 関係の被害

(1) 概要

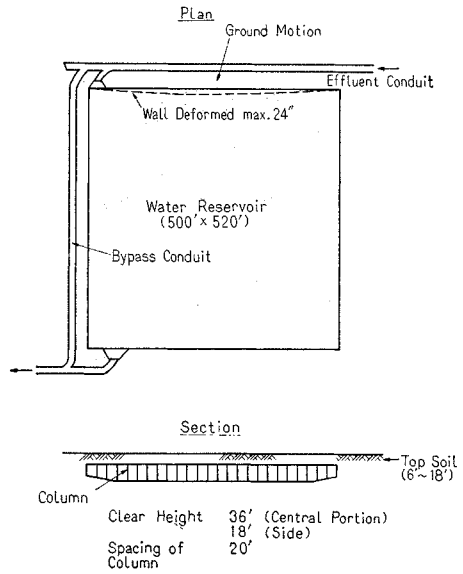
MWD はカリフォルニア州南部の諸都市に都市用水、工業用水を供給する公社である。すでに 1941 年から Colorado 川の水をこれらの都市に供給してきているが、ロスアンゼルス市および周辺の都市の増大する水の需要に応じて、MWD はカリフォルニア州北部から導かれる水量の増大を計るため、Castaic ダム 幹線水路および供給プラントを建設中である。

これらの構造物は震源から近い距離にあるが、そのうち地震で大きな被害をこうむったのは、Joseph Jensen 浄水場、Balboa 注水トンネル、およびサンフェルナンドトンネルである。以下に被害の概略について述べる。

(2) 構造物の被害

(a) Joseph Jensen 浄水場：この浄水場は震源地の南西約 20 km の地点にあり、Van Norman 貯水池の上流端に建設中のものである。

MWD の報告によると、この地点の加速度は約 0.4 g であり、また地盤の動きは 1 ft 以上であったというこ



図—3.13 貯水場

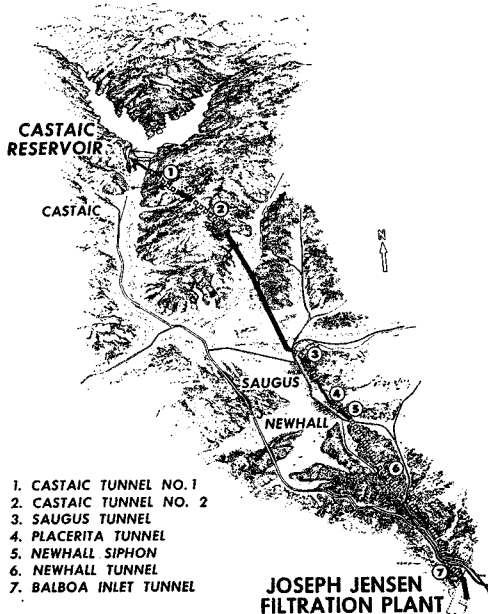
とである。地震時において、全体の約 85% の工事が完成し、コンクリート工事は全部完了していた。

この浄水場で最も大きな被害を受けたのは、地下貯水場で、これは約 150 m 平方、高さ約 11 m の巨大な鉄筋コンクリート地下構造物である。

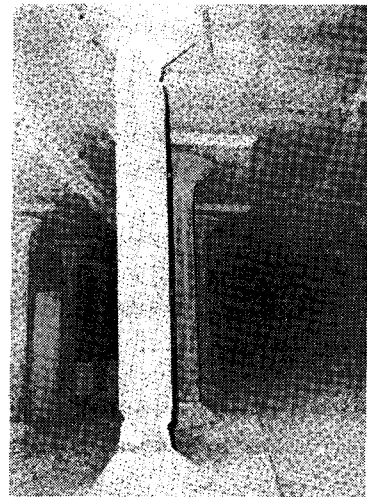
山側（西側）からの地震による土圧により側壁が破壊され、下部で最大 60 cm の移動を生じた。また上版を支持している柱の上下端のコンクリートが破壊した。

山側にある鋼製貯水タンク（容量 6 600 m³）は、地震時には約半分の水が入っていた。

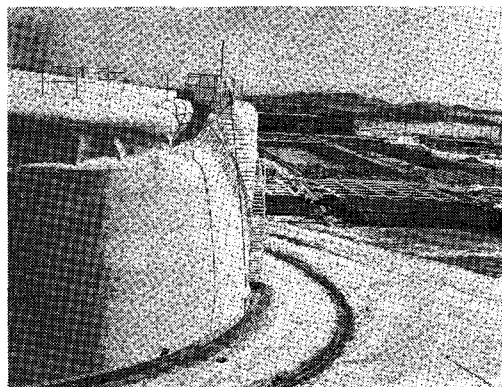
地震により 9.3 mm 厚の鋼板がタンクの上部で座屈し、また上下動により径 1 in のアンカーボルトが、コ



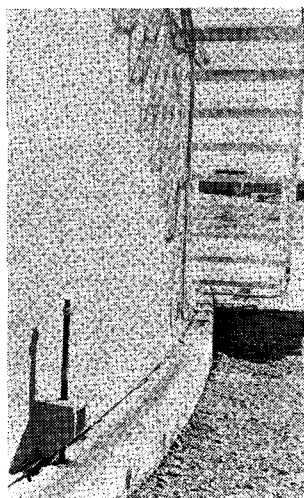
図—3.12 JENSEN プラントへの幹線水路



写真—3.7 貯水場 (Water Reservoir) のコンクリート柱の破壊



写真—3.8 貯水タンク (Wash Water Tank) の鋼板の座屈



写真—3.9 貯水タンクの固定ボルトの浮上り

ンクリート面から約 46 cm も抜き上った。

そのほかは地上の構造物の被害はコンクリートの施工継目にひびわれが生じた程度であった。

(b) Balboa 注水トンネル：これは、Footfill Feeder 幹線トンネルの Magazine 谷から分岐して、Jensen 浄水場に達する延長約 1600 m、内径 4.2 m のトンネルである。

このトンネルは震源地に近くにあったが、Jensen 浄水場側より約 450 m にわたって被害を受けたのみであり、上部アーチコンクリートの破壊は Jensen 浄水場側の出口に近い 30 m 区間に生じた。

(c) サンフェルナンドトンネル：これは前記 Magazine 谷の分岐点から、Pacoima Wash に達する内径 5.4 m、延長約 8.7 km のトンネルで、地震時には約 2/3 が掘削完了していた。

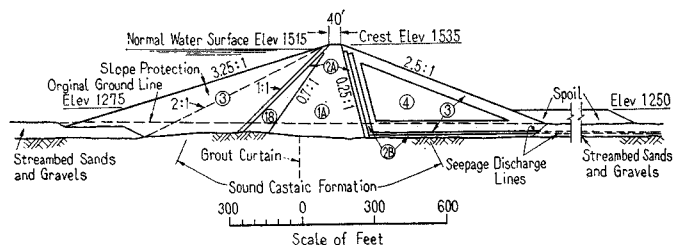
ここではトンネルの支保工が若干被害を受け、また MWD の測定結果によると、入口から約 7.2 km の区

間で約 2 m 近い高低差を生じたことが判明した。

(d) Castaic ダム：幹線水路の基点である Castaic ダムは震源地から約 22 km の地点にある。このダムはカリフォルニア州の Department of Water Resources に属し、ロスアンゼルス市への給水を目的として現在工事中である。

ダムは高さ 126 m、堤長 1560 m、体積 3100 万 m³ のゾーン型アースフィルダムである。ダム本体の工事は約 80% 完成し、洪水吐などの付属構造物もほとんどできて上っている。

現場を案内した技師の話では、地震による被害は皆無とのことであったが、この地点は地震地帯にあることも考えて、強震加速度計をダム天端、下流面、コア部、および基礎岩盤内に設置する予定である。



図—3.14 Castaic ダムの標準断面

(3) 考 察

以上 MWD 関係の構造物の地震による被害状況を列記したが、そのほとんどが地下あるいは埋設構造物であり、地上の構造物の被害は少なかった。

Jensen 浄水場の地下構造物である貯水場の地震による被害は震源地に近いせいもあって、激しい地震動により構造物に相当大きな動土圧と地震慣性力が作用したことによると考えられる。そのうえ、この構造物は厚さ 30 m の沖積層を一部掘削して基礎を入れ、上部は盛土でおおった地下構造物であるので、被害をますます大きくしたものと考えられる。MWD の技師の説明によれば、基礎地盤についてはプレローディングを行ない、地盤沈下を防ぐようにしたとのことであるが、現場の土を一見したところでは大きな支持力を期待できるようなものではなかった。

最近わが国の大都市では、地下道、地下街の建設が活発に行なわれているが、地盤が悪い場合には、その耐震性について十分な注意が必要である。

また、トンネルの場合一般に岩盤地帯では、地下の震度は地表のそれと比較して小さく、トンネルは比較的被害が少ないといわれているが、今回の地震では、震源に近いせいかコンクリートのはく離等の被害をこうむっているため、十分注意する必要がある。

3.4 地上管、送電鉄塔、発電所の被害

(1) 水圧鉄管

(a) 地震前の状況：水圧鉄管（Los Angeles Aqueduct）は San Gabriel 山脈を横ぎり、Golden State Freeway の下を抜け、サンフェルナンド発電所に達する。サンフェルナンド発電所は Upper Van Norman 貯水池の北端に位置している。水圧鉄管は径 96"（約 2.40 m）の銲接合管で、発電所付近ではほぼ南北に走り延長約 500 m で、3 箇所固定台と、中間支持台とで支えられ、南端の固定台を過ぎたところで分岐され、2 台の豎形タービンに入る。中間の固定台より北側の部分にはスリーブ形の伸縮継手がある。

(b) 被害：中間の固定台のコンクリートは著しく破砕し、固定台としての機能をほとんど失っているようであった（写真—3.10 参照）。伸縮継手のペンキのずれは 27 cm あり（写真—3.11 参照）、中間支持台でのペンキのずれの和とはほぼ一致しているところから、この 27 cm は地震によって発生したものと推定された。中間支持台のペンキのずれはスリーブ継手より北側の管は相対的に北に移動したことを、またスリーブ継手より南では南に移動したことを示していた。固定台の北側では写真—3.12 のようにパイプの下部が座屈していた。

分岐管の北側で長さ約 1.5 m がガス切断されてパイプ遮断膜が設けられていた。発電所を迂回している水道管が、発電所近くで数多く震害をうけ、多量の湧水が出て、そのために土砂が流出され、発電所（3 MW のタービン 2 基）の沈下まで生じ、排水路が埋設した。

(c) 考察：Juvenile Hall と Joseph Jensen 浄水場とを結ぶ線上には地盤きれつが連続しており、Sylmar 地区の断層とは別の断層と考えられるが、この線上で、ほ

ぼ南北に国道 5 号に平行に走るオイルパイプも軸方向に 2"（5 cm）、軸直角方向に 9"（22 cm）の切断が生じた。水圧鉄管はこの断層の北側に位置している。サンフェルナンド市のガスパイプの被害をみると、断層より北側では引張破損をしているので、地盤は引張変形をして相対的にのびたと考えられる。この地盤変位の特性を水圧鉄管の設置箇所にも適用すると、地盤が管軸方向にのび、しかも地盤ののびは断層近くで最大で、断層からの距離とともに小さくなることから、固定台の間隔が拡がりスリーブ継手がのびた現象および水圧鉄管と中間支持台との相対変位が定性的には説明される。

中間固定台より南側の鉄管には伸縮継手がないため、2 つの固定台間の距離の相対的なのびによりこの部分の鉄管にはかなり大きい引張力（ T_1 ）が作用していたと思われる。この反面中間固定台より北側の鉄管の引張力（ T_2 ）は伸縮継手の存在により小さく、（ $T_1 - T_2$ ）の力は中間固定台（下端固定）に作用し、中間固定台は破壊され、またこの力によるモーメントは水圧鉄管の上部で軸方向に引張応力を、また下部で圧縮応力を発生せしめ、鉄管の水圧と、下端の圧縮応力により水圧鉄管の下側、固定台に近い部分が局部座屈を起こしたものと考えられる。したがって中間固定台の両側に伸縮継手が設けられていたら今回の震害は防ぎえたのではないかと思われる。

(2) Van Norman 貯水池南側の送水管

(a) 設置状況：本水道管は 34" の径をもち、上流の Upper San Fernando ダムのすぐ下流にあり、ほぼ東西に走っている。パイプは写真—3.13 に示すごとく、リングビームと、リングビームを支持する H 型断面の片持ばりで支持されていた。パイプの延長は約 230 m である。



写真—3.10



写真—3.11



写真—3.12

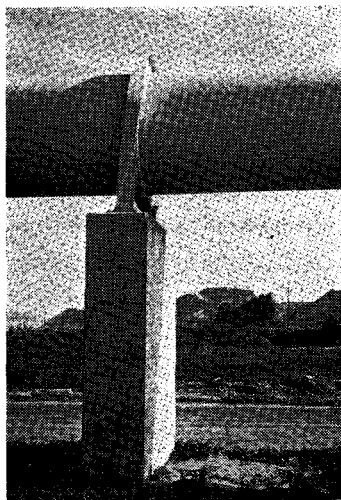


写真-3.13 支柱のねじり変形

(b) 震害：Duke 教授の説明によると、このパイプの軸線は北側に 6° (15 cm) 変位しているということであった。軸方向の変位量は不明であるが、総合的にみて小さかったものと思われる。また H 形鋼の片持ばりで弾性的に支持されていたので、水道管自体には被害はほとんどなかったようである。片持ばりは写真-3.13 に見られるようにねじれており、弾性支承の有利性を示しているものと思われる。パイプの支持は前述の水圧鉄管のような固定方式より、可能な限り、本水道管の弾性方式の方が耐震工学的にみてすぐれていると考えられる。

(3) 送電鉄塔

Lower San Fernando ダムは既述のように大被害を受けているがその下流にある変電所の諸施設は無被害に近いようであり、また DWP の技師は送電鉄塔の被害もほとんどないと言っていた。送電鉄塔の震害は、海外電力調査会の報告によると、2 基の鉄塔が震害を受けたと報告されている。この点両者の発表に相違がみられる。一般に、鉄塔のトラス部材はわが国のものに比較して細長く、耐震強度も低いと思われるが、震害はほとんど皆無に近い状況であったのは地盤の良好さが鉄塔の耐震性に大きい影響をもっているからであろう。

(4) 発電所

サンフェルナンド発電所は 3 MW のタービン 2 基をそなえた小規模の発電所で 1920 年代に建設されたものである。3.4 (1) で述べたように発電所内は浸水、砂の堆積が見られ、発電所は 50 cm 沈下した。

建物自身の損害は軽微で、上側の窓の部分の柱に細いせん断きれつがみられる程度であった。DWP 技師の説明によると、本発電所は建物全体をもち上げて、再使用することになるとのことであった。

4. 埋設パイプラインの被害

4.1 概要

埋設パイプラインには、石油・天然ガスなどの輸送パイプライン、都市ガス・水道などの供給配管網のほか、下水道などがある。

サンフェルナンド地震では、下水道および水道はロスアンゼルス市北部の Sylmar 地区とサンフェルナンド市付近で大きな被害を受け、都市ガス供給配管網にもかなりの被害があった。輸送パイプラインでは、古いガスラインの被害のほかはきわめて軽微であった。

4.2 パイプラインの被害

(1) 水道管

ロスアンゼルス市の DWP における上水道の被害は主として Sylmar の北部と東部、サンフェルナンド市、Santa Susana 山脈東部の山麓部、ならびに Granada Hills, Pacoima 地区の一部に発生した。そのうち幹線の破壊が集中した箇所は Foothill Blvd. に沿う付近の Van Nuys Blvd. と Hubbard St. 間、高速道路 210 号線, Polk St. および Glenoaks Blvd. に囲まれる地区、高速道路 210 号線と Olden St. および San Fernando Rd. に囲まれる地区、Van Norman 貯水池北部、Bee 谷および Aliso 谷の山麓の一部である。サンフェルナンド市では水源、導水管、給水管ともに大きな被害をうけたため、ロスアンゼルス市から給水をうけて新しい上水道システムにより復旧した模様である。

DWP では、水道管の被害として、漏洩 708 箇所、供給分岐の漏洩 828 箇所、消火栓 49 箇所、ゲートバル

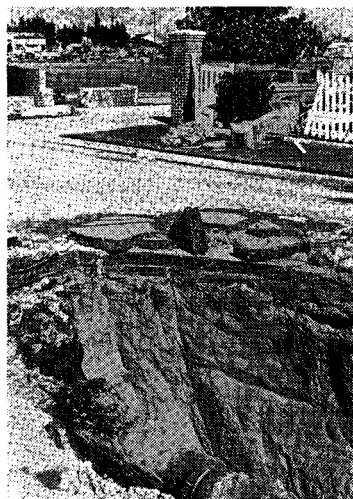


写真-4.1

ブ 39 箇所をあげているが、この数字にはサンフェルナンド市の被害は含まれていない。

水道管の大部分は鑄鉄管で、一部に鋼管も使用されているが、被害の多かったのは小径鑄鉄管である。鑄鉄管の継手形式は bell and spigot type が多く、ゴムガスケット、セメントコーキング、鉛コーキングが用いられている。鋼管ではドレッサーカップリングが多く使用され、溶接継手としては bell and spigot type のすみ肉溶接が主で、突合せ溶接はきわめてまれである。鋼管の溶接による補修状況を写真—4.1 に示す。埋設深さは舗装道路で 0.9 m、非舗装道路で 1.2 m としている。

（2）都市ガスパイプライン

サンフェルナンド谷には、Pacific Lighting Corp. の天然ガスパイプライン 3 条があり、このラインから分岐してサンフェルナンド市付近にガスを供給する Southern California Gas Co. (SCG) の供給配管網が設置されている。

供給配管網の被害は主として Foothill Blvd., Golden State Frwy. および Paxton St. でかこまれた範囲に集中した。破損箇所は幹線から家庭内のサービス配管まで含めて 426 箇所であった。これら市街地のほか、Lopez 谷、Kagel 谷、Van Norman 貯水池 西方などで断層を横切るラインの被害があり、上述の数字を含めて 500 箇所以上の破損があった。

ガスは幹線で約 13 kg/cm^2 の圧力があり、これを 1.75 kg/cm^2 に下げて径 6 in, 4 in, 3 in, 2 in の配管を経て各家庭に 0.09 kg/cm^2 の圧力で供給している。供給管網はほとんど鋼管で、鑄鉄管は使用されていないが、バルブは鑄鉄製のものもあり、一部破損した。

Pacific Lighting Corp. の 3 条の天然ガス輸送パイプラインのうち、San Fernando Rd. と Southern Pacific 鉄道の間に埋設されていた 26 in および 12 in のラインには被害がなかった模様であるが、Glenoaks Blvd. に埋設されていた古い 16 in ラインは著しい損害があった。

このラインは、50 年前に設置された厚さ約 8 mm の継目なし鋼管で、円周継手はガス溶接である。地震により約 60 箇所の継手が引張破断し、多くの箇所において 6~7.5 cm 開口したが、これは揺らん期の溶接のためであろう。しかし、Hubbard Ave. 付近では 2 カ所、写真—4.2 のように軸方向圧力をうけベローズ状に座屈したものがあ

る。軸力による管体の圧潰は、写真—4.3 に示す 6 in 供給管の分岐部にも見られた。このほか、特殊な例であるが、細い管が S 字状に屈曲したり、0.9 m の深さに埋設した 3" 管がいったん破断し約 70 cm 重なった例もある。



写真—4.2 座屈した 16 in ライン



写真—4.3 座屈した 6 in T 字管

管体、継手、フィッティング、バルブなどに被害が起こっているが、その統計的分類は明らかでない。被害のひどかった Hubbard Ave. でも、高張力鋼薄肉管を使用した新しいラインは破損しなかった。

同じ地域内の上下水道の破損による洩水のためガス管が動かされたほか、ガス管の破損部から流入した土砂の排出に苦労したとのことである。

（3）石油パイプライン

サンフェルナンド谷には、北方の Bakersfield にある油田から南方 (Torrance, Long Beach, Huntington Beach 等) の製油所に輸送し、また製油所からガソリン等の製品を北方に輸送するための石油会社の多数のパイプラインがある。これらのパイプラインは Sylmar と Newhall の間で、San Gabriel 山脈と Santa Susana 山脈との間のあん部を経て、Van Norman 貯水池の北西部の道路敷外を通っている。

今回の地震ではこれらのうち 2 条のパイプラインに小被害があっただけで、ロスアンゼルス市付近の多数の石油パイプラインには被害はなかった。

Mobil Oil Co. と Getty Oil Co. で今回の地震被害、

地震対策などにつき話を聞き、また過去の Long Beach 地震（1933 年）および Arvin-Tehachapi 地震（1952 年）についても情報を入手した。

この地震で、Mobil Oil Co. ではパイプラインの被害はなく、ガソリンタンクの浮屋根の破損があっただけである。Getty Oil Co. では 6 in の低圧ガソリンパイプライン（厚さ 9.3 mm）が Van Norman 貯水池西北方において溶接部で 1 箇所破断し、軸方向に 5 cm、横方向に 22 cm 動き、油洩れを生じた。当該地点の土質は adobe soil、埋設深さは 1.5 m である。この場所は地質図に断層が示されており、断層帯に遭遇し流動現象が起こったともいわれている。

Atlantic Richfield Co. では、1924～5 年ごろ建設された古い 10" 原油パイプラインに数箇所の被害があったとのことである。

石油パイプラインの埋設深さは、カリフォルニア州では普通 1.0～1.2 m、耕地では 0.4 m 以上である。

4.3 過去の地震

Long Beach 地震（1933 年）に関する石油 6 社の共同報告書によると、地震の際に製油所内の連絡配管に多数の破損があった。そのほとんどは鋳鉄製フランジ、フィッティングの破損であった。輸送パイプラインでは、正確な数は報告されていないが、振動と地盤変動によって多数の破損があった。多くは橋またはカルバートの接続部にあたる mitre joint（エビ管）の溶接部であった。Arvin Tehachapi 地震（1952 年）では、石油・ガスともにパイプライン、特に古いパイプラインに被害があった。Mobil Oil Co. の例では、激しい地盤の動き（引張と圧縮）により、Bakersfield 付近で深さ 0.85 m に埋設されていた 10 in ラインが破損した。ラインが破断し、さらに 1.27 m 重なった箇所、あるいは引張で破断し、開口した箇所もあった。ポンプステーションでは、鋳鉄製のフィッティング類や溶接部が破損した。

4.4 パイプラインの地震対策

パイプラインの地震対策はむずかしい問題で、日本から教えてほしいくらいであるともいわれたが、過去の経験に基づいたパイプの耐震性を付与するための諸方策につき聞くことができた。

まず、パイプラインを径が約 2" 以上大きいケーシングに入れ導管との間にプラスチックスペーサーを用いる方法がある。この方法はコストがかかりすぎるし、細いラインのせん断に対して効果が疑わしい。

次に、パイプラインを埋設せず、地上に設置するという方法がある。実際にタンク基地では配管を地上に設置することも行なわれている。しかし、輸送ラインでは熱

応力のため多数の伸縮ループを入れる必要があり、また、道路や鉄道との交差があるため、実用的でない。さらに、外的な諸影響からパイプを保護するための地中埋設の利点を放棄するのは、無人地帯以外では問題であろう。活断層の付近でパイプラインを局部的に地上設置したり、ラインにループ（バイパス）を設けている例もあるが、一般的には採用されていない。地中のパイプに曲りを入れたり、あるいは埋設箇所の埋戻しに砂質土を用いて地盤からの拘束を減じ地盤変位に対処する方法は、現実的な対策と思われる。

パイプラインを断層を避けて設置することも重要である。カリフォルニアの地震では断層付近の激しい地盤変動のためパイプラインの破損が起こっている。しかし、現実的には、長い輸送パイプラインはもちろん、ステーションを断層から十分離して設置することも困難であるとのことである。それは、断層が多いこと、および水路、地下水の関係や、重質原油の加熱輸送ではポンプステーションの間隔が狭いことによる。

パイプを埋設する周囲の地盤としては、砂質土が密な粘土より摩擦力が少ないから望ましい。カリフォルニアでは、沖積層中に設置されたパイプラインは、より耐震的であると考えている。これも沖積層では大きなせん断力や軸力が働きにくいからであろう。埋設深さは、異口同音に、浅いほうが地震に対して有利であることを強調している。ただし、これらの考え方を定量化して耐震設計の条件を見出すことはまだ先のようなのである。

パイプライン材料としては、鋳鉄は適当でなく、延性、じん性のある鋼その他の材料を用い、品質のよい溶接で結合し、これを放射線検査で確認することが重要である。またタンクその他の構造物との接合部は相対変形に耐えられる構造および材質であることが強調されている。溶接については、溶接施工法と、溶接工の認定および X 線検査の重要性は各社で強調された。また、Getty では毎年 1 回常用の圧力の 1.5 倍の試験圧力でパイプラインの耐圧試験を実施している。

4.5 災害発生の際の処置

カリフォルニアでは、1906 年のサンフランシスコ地震以後、前述の Long Beach 地震、Arvin Tehachapi 地震などの被害の経験から、防災、復旧の態勢がよく整っている。

水道関係では、ロスアンゼルス、サンフェルナンド市のほか MWD や Pasadena, Burbank, Long Beach の各市、Corps of Engineers などが協力して上下水道の応急処置や復旧にあたった。サンフェルナンド市では、まず他の水源から 10 in 管を街路の排水溝に配置し、消火栓に結ぶ応急工事を数日間で完成した。管は鋼管で、

接続はドレッサーカップリングにより、各家庭には立管からビニールホースを使用して給水した。

SCGでも、地震を含む災害発生時の処置の要領書が決められており、これに従って行動が起こされた。漏洩の調査はサンフェルナンド地区を12ブロックに分け、その一つはさらに細く区分して行なわれた。また、破損した Pacific Lighting の 16 in 輸送ラインに代えて 8 in の新ラインを Glenoaks Blvd. に入れ、生きている輸送ラインと 8 in ラインで結んだ。8 in, 10 in 計約 4 mile は 24 時間作業で 5 日間で建設した。このほか、8 in の仮配管を道路脇に昼夜で配管した。サンフェルナンド市付近の復旧作業は 1~2 週間で完了した。

石油会社も Long Beach 地震以来の経験で、災害発生時のプログラムを持っている。地震で損傷を受けると、バルブを閉める。事故の発見は、破断は圧力で検知

し、漏洩は目視または通報によることが多い。災害発生の際の調査は航空機、自動車、歩行によって行なっている。

5. 道路・橋梁の被害

5.1 緒言

サンフェルナンド谷の北部より、Santa Susana 山脈と San Gabriel 山脈の間のある部を通して北方に抜ける道路の部分は交通の要衝であり、最近建設された多くの橋梁がある。特に Interstate Highway 5号線には、このある部の南側と北側に大規模なインターチェンジがあり、一部では現在なお建設工事が進められている。サンフェルナンドの北部からある部の北側に至る間で、道

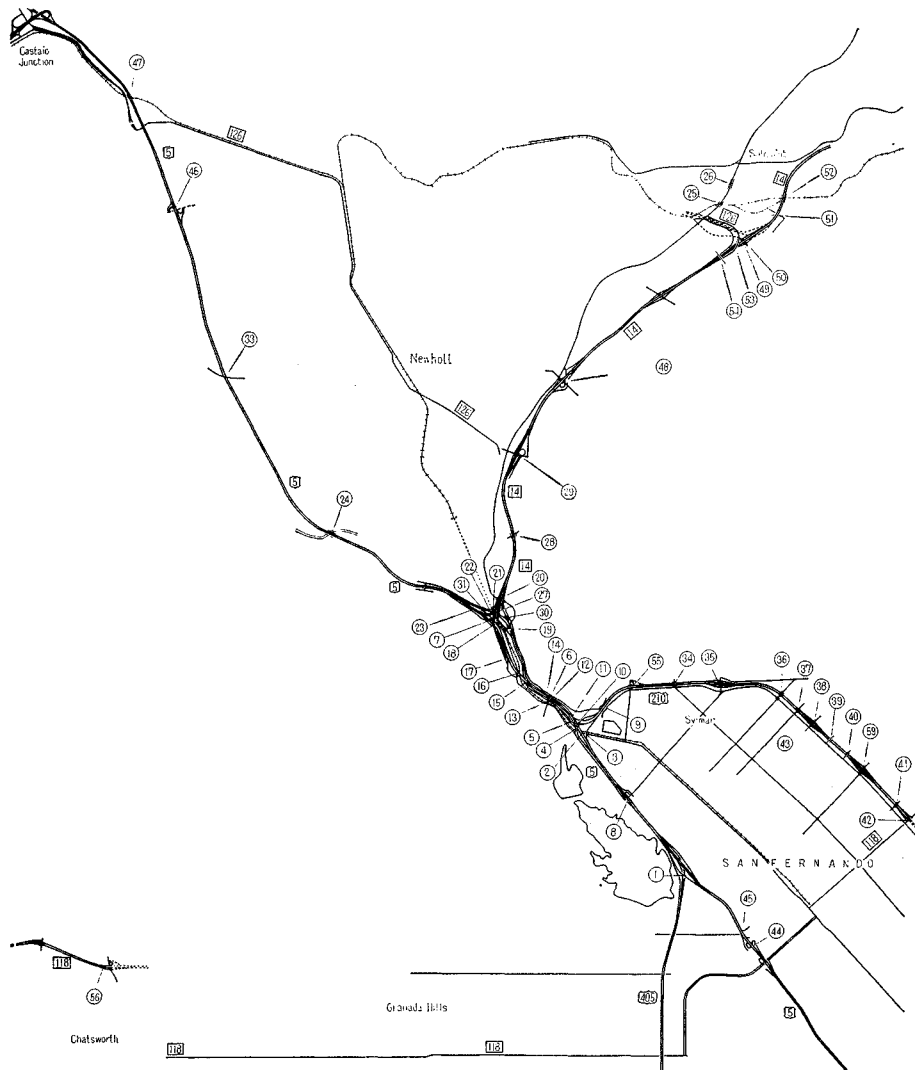


図-5.1 橋梁被害分布図*

路、橋梁に種々の被害が発生したことは、この種の構造物の耐震設計の基本的見地と手法の進歩に多くの示唆を与えるものである。

震害の詳細については、のちに米国で行なわれるであろう報告にまつこととして、ここでは主に Highway System について得た資料や現地踏査結果を中心に記述する。

サンフェルナンド谷の北部付近の被害の分布は、Mission Hills 付近を南限とし北は Santa Clara 河に至る間であって、主に Interstate Highway 5号線、210号線、405号線と State Highway 14号線が被災した。また State Highway 2号線では La Canada の東方約 2~6 km の間の道路で崩落、沈下、路面のきれつがあった。これらの Highway の被害のほかは Foothill Blvd. や Knox St. などの市街路にも路面のきれつ、座屈、路線の変位、ずれなどが見られ、また Pacoima 峡谷を通る Pacoima ダムに達する道路も落石のため通行不能となった。

なお、文中で*印のあるのは State of Calif. Dep. of Public Works, Div. of Highways の資料による。

5.2 路面の被害

路面の被害は主に 5号線および 210号線にあり、一般的に路面の不等沈下、きれつ、コンクリート舗装版のきれつ、開口、座屈が多く、盛土の沈下、きれつも見られる。210号線では 2 in~2 ft の全体的な沈下が認められた。これらの被害は地盤変位と地盤強度に関連があるように見受けられる。

調査時は地震後すでに1ヵ月を経過して道路の補修がかなり進んでおり、地震直後の状況については不明な点が多いため調査活動で得た見聞を主にして被害状況を述べる。

(1) 5号線と 405号線とのインターチェンジの近傍

5号線を北上して路面の大規模な復旧工事がみられるのはこの地点が初めであり、震央距離は約 20 km である。5号線は当該地点近傍では北々西の方向をとって、高さ 4~5 m の盛土構造である。

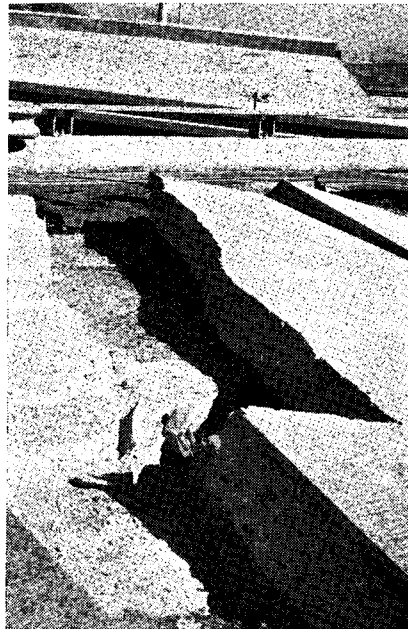
写真—5.1 は路面のきれつ、沈下とコンクリート舗装版の座屈を示す。この被害は地盤が他に比して弱いことと断層とに関係があるのではないかと推測される。

(2) 5号線と 210号線とのインターチェンジの近傍

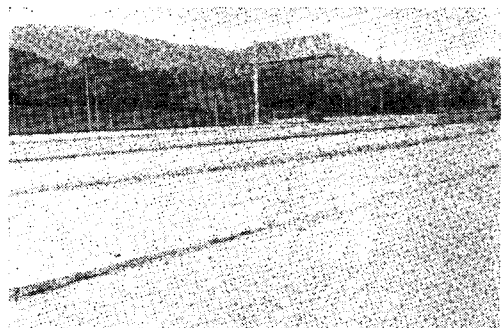
路面の被害は、舗装版の横断方向や縦方向のきれつならびに斜面の崩壊などがあるが、後述する橋梁の被害に比べてそれほど大きくないように思われる。盛土の勾配は 1:1.5~2.0 程度である。倒壊した高橋脚橋梁の南側取付道路は高さ約 10 m で盛土と思われるが、斜面の崩落ははっきりしなかった(写真—5.2)。



写真—5.1



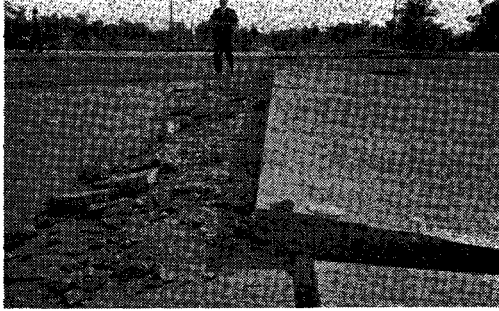
写真—5.2 道路舗装の破壊



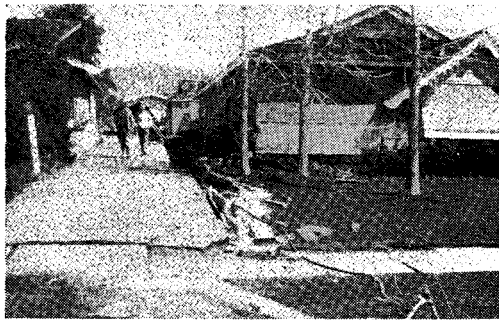
写真—5.3

(3) 5号線と Balboa Blvd. との交差点の近傍

この交差点より北寄りの道路では舗装の縦断方向のきれつ、くい違いなどがあり、大規模な復旧工事が進行中であった。



写真—5.4



写真—5.5

(4) 5 号線と 210 号線とのインターチェンジから 210 号線に沿って Roxford St. との交差点に至る区間

この区間は路線はほぼ東西に走り、震央と結ぶ線と約 45° の方向をもっている。ここでは路線に沿ったきれつが発生し、階段状に沈下していた。Juvenile Hall における地割れと考え合せると、ここを通る断層に関連があるものと推測される (写真—5.3)。

(5) 210 号線と Maclay Street との交差点付近

この地点は 210 号線のうち、舗装を完成している部分の端部にあたり、路線の方向は北西～南東で震央に対してはほぼ切線方向にある。盛土高さは 5 m 程度である。盛土斜面の崩落は見られないが、数百メートルの区間で横断方向にきれつが発生し、コンクリート舗装版の座屈、きれつが著しい。この道路に見られるきれつは、これと平行して走る Foothill Blvd. にも、さらにそれに続く地面にも続いている。路面の不等沈下はわずかである。この被害は断層によって生じたものと考えられる。

(6) サンフェルナンド地区における街路

5 号線と 210 号線の間であって Maclay Street を含むサンフェルナンド地区には (5) で述べた断層がのびている。当該地域では、断層が横切った道路は、断層に沿ったずれあるいは伸び縮みなどの地盤変形によって、路面の不陸、路線の屈曲など著しい被害を受けた。家屋の被害状況からみて地震動はこのあたりでは振幅の大きいゆっくりしたゆれではないかと思われる。

5.3 橋梁の被害

(1) 概 説

橋梁の主な被害は 5 号線では 405 号線とのインターチェンジと 14 号線とのインターチェンジから東方約 5 km の間で発生している。Highway System の橋梁関係損害額は約 670 万ドルといわれているが、そのうち損害額の大きい箇所はこの 2 つのインターチェンジであって、いずれも鉄筋コンクリートの高橋脚上の曲線箱桁が橋脚もろとも倒壊した。

被害状況は表—5.1 に示すとおりである。表中の番号は図—5.1 の○印の番号に対応している。

Bridge Planning and Design Manual によれば橋梁の耐震性の検討は通常次のように行なわれている。

地下構造および擁壁以外の構造物はすべて次式によって算定される地震力 (EQ) にもつよう設計する。式 (2) を解く場合ノモグラフを使用している。

$$EQ = KCD \dots\dots\dots(1)$$

EQ は構造の重心に作用する水平力で構造の剛度によりそれぞれ支点に分配される。K は構造のエネルギーの吸収性を示す係数で次のように定める。

K=1.33: 水平力に抵抗する壁体の高さが長さの 2.5 倍以下の場合

K=1.00: 水平力を受ける塔または橋脚の高さが長さの 2.5 倍をこえる場合

K=0.67: 水平力を受ける構造が連続した骨組構造である場合

$$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}} \dots\dots\dots(2)$$

C は構造物の剛度を表わす係数で最大 0.10 とする。

$$T = 0.32 \sqrt{\frac{D}{P}} \text{ (ただし 1 層の場合のみ)} \dots\dots(3)$$

T=構造物の固有周期

D=構造物の死荷重に対する反力

P=構造物を水平に 1 in たわませるに要する力

EQ は 0.02 D 以上とする。

また大きな変位が予期される軟弱地盤に基礎がある場合やマッシブな橋脚をもつ場合には特別な考慮を払わねばならない。

これについては被害と関連させて後に述べる。

▼ (2) 橋梁の被害

(a) 5 号線と 405 号線とのインターチェンジでの被害(図—5.1 の ①): 405 号線をまたぐ 5 号線の南向線の橋梁が被災した。2 スパン全長 107.6 m の場所打ち PC 箱桁は橋のほぼ中央にある 2 本柱橋脚の破壊により、その部分で折れ 405 号線上に落ちた。斜角約 45° のこの右斜角桁は橋脚部分の両側でねじれるような破壊を示し

表-5.1 道路橋の形式と被害*

番号	橋の形式					被害
	スパン	上部構	最長スパン (ft.)	下部構	基礎	
1	2	PC箱桁	178	2柱構造	直接基礎	全壊 撤去
2	7	RC箱桁 プレキャスト PCI型		多柱構造	杭及び 直接基礎	半壊 全般にわたる被害撤去
3	2	PC箱桁	122	単柱構造	16°CIDH 杭	全壊 撤去
4	7	RC箱桁	129		杭及びφ6" CIDH杭	全壊 撤去
5				多柱構造	φ6"CIDH 杭	下部工に被害、上部工は北方へ回転、全体を撤去
6				ストラット 付橋台とス パン25'の 構造	70+16"C IDH杭	半壊 (上部工の北側 200')
7	9	RC箱桁 PC箱桁		単柱構造	16°CIDH 杭及びφ10" 杭	半壊 (スパン3と4 及び橋脚4) ヒンジ支承 2ヶ所被害 橋台 2ヶ所 被害
8	3	PC箱桁		壁式橋脚	直接基礎	右半部が北方へ10' 移動、ダイヤフラムが移ける。橋台及び壁式橋脚が傾斜、カーテンウォールに亀裂
9	4	RC箱桁	102	多柱構造	直接基礎	橋脚の座屈及び破壊、橋台沈下及び破壊
10	3	RC箱桁	91	単柱構造	直接基礎	橋脚頭部の破壊 橋台及び翼壁に亀裂
11	3	RC箱桁	107		直接基礎	橋台及び橋脚に被害
12		T桁及び RC箱桁		ストラット 付き橋台	杭	橋台の側壁に破壊と亀裂
13	7	RC箱桁	115		杭及び直接 基礎	橋台部にすべり。横方向の動きによる致部の破壊と亀裂
14	3	RC箱桁	81	2柱構造橋 台	鋼杭 直接基礎	橋台に被害 橋脚頭部に破壊と亀裂
15	1	RC箱桁	66	ストラット 付き橋台	直接基礎	橋台壁に亀裂と破壊 橋床継手が分離
16	4	RC箱桁 PC箱桁		多柱構造	直接基礎及 び鋼杭	ヒンジ支承の破壊と亀裂 橋台及び翼壁に被害

番号	橋の形式					被害
	スパン	上部構	最長スパン (ft.)	下部構	基礎	
17	4	RC箱桁	134	単柱構造	鋼 杭	橋台、バックウォール 翼壁に被害
18	10	RC及び PC箱桁	178	単柱構造	φ14"杭	橋台1に亀裂、仮設橋はスパン1.2で移動し soffitとstemに亀裂が 発生、9.10スパンの 仮設橋は沈下、橋脚6 の頂部は桁の落下で被害 を受け、両側大きな 亀裂発生
19	3	RC箱桁	123			支承点ですれ、ペデス タル基礎とシャー・キ イに被害。翼壁にも被害
20	3	RC箱桁	104	多柱構造		両橋台の翼壁に被害
21	5	RC箱桁	77	単柱構造	直接基礎及 び16"CIDH 杭	両橋台に被害、橋脚3 の耳栓に剪断亀裂、落 下した梁のために3つ の穴が貫通。高欄にも 被害。
22	10	RC及び PC箱桁	200	単柱構造	16"CIDH 杭及び直接 基礎	ヒンジ支承3・4が破 壊 締め付けボルト取換へ
23	1	RC箱桁	41	ストラット 付き橋台	直接基礎及 び杭	portaljointの壁面に 亀裂、破砕、中央部に 近い横断方向の joint は横断方向にすれ、分 離した。
24	5	RC及び PC箱桁	208	2柱構造	直接基礎	上部工が横方向へ1.5" 移動、右端に部分的な 破壊・亀裂、高欄被害
25	3	RCT型 梁	66		直接基礎及 び杭	ヒンジ支承が若干横方 向へ移動し少し破壊。 アプローチ舗道の沈下
26	8	RCT型 桁	50	壁式橋脚	鋼 杭	橋台1に小被害、アプ ローチの沈下。
27	8	RC箱桁 PC箱桁	194	単柱構造	16"CIDH 杭 φ10"杭	橋台1に中程度の被害 ヒンジ支承2が開いた 第6スパン仮設橋破壊
28	4	PC箱桁	138		16"CIDH 杭	橋台に小破壊
29	1	PC箱桁	152		70ton 杭	全橋台に眼に見える程 度の破壊
30	3	RC箱桁	162	2柱構造	直接基礎	橋台に若干の被害
31	4	RC箱桁	126	単柱 ラーメン	直接基礎及 び杭	ヒンジ支承に若干の破 壊
32	2	RC箱桁	110	RC単柱構 造 RCストラ ット付橋台	直接基礎	橋脚上部に若干の亀裂 と破壊

番号	橋の形式					被害
	スパン	上部構	最長スパン (ft.)	下部構	基礎	
33	2	鋼桁				橋梁パッド (bearing seat) の移動, キーバー剪断
34	1	PC箱桁	132		杭	翼壁と斜面舗装に若干被害
35	1	PC箱桁	151		杭	横方向へ(3'移動) 41'杭の破損, 橋台の再建必要。
36	2	RC箱桁	107		直接基礎	橋脚の傾斜, 橋台の沈下と破損, 翼壁に被害
37		連続RC箱桁			直接基礎	橋台上で長い可動ジョイントが開いた。10'の円柱橋脚上端が破壊。南取付口で上部構傾斜
38	1	PC箱桁	146		杭	翼壁・欄干・斜面の舗装に亀裂, 破砕, 取付盛土が崩れて沈下
39		連続RC箱桁			直接基礎	番号37の損害と同じ
40	2	RC箱桁	118		直接基礎	翼壁が沈下, 取付道路舗装版破壊
41	2	RC箱桁	104		3柱構造または直接基礎	縦方向の動きのため橋台に被害, 橋脚に小被害
42	1	PC箱桁	145		杭	側壁すべてと橋台の隅角部に被害, 取付道路に被害。
43		RC箱型橋管巾24'			杭	北側入口が破砕, 横断継手開口, インバート3'沈下, 水路側壁と入口の構造移動
44	3	RC箱桁	90		杭	ジョイントと橋台の端部で高欄に小被害
45	3	RC箱桁	106		杭	取付道路舗装破壊, 片持部及び高欄に亀裂, 橋台, 壁式橋脚及びカーテンウォールで破砕
46	2	鋼桁				橋梁パッドが移動, キーバー剪断。

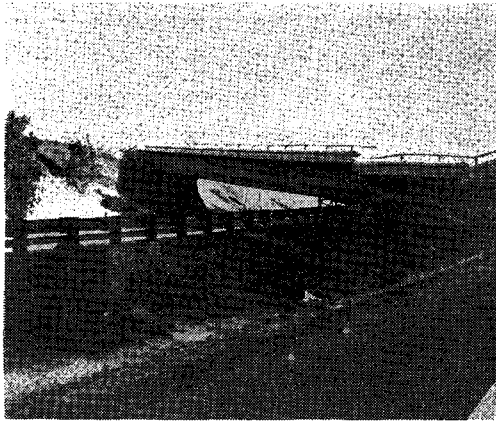
(著者註) 橋の形式

- PC箱桁: 現場打 prestressed concrete box girder
 - RC箱桁: 鉄筋コンクリート箱桁
- 下部構
- 2柱構造は 2 column bent の訳。橋脚は桁と一体構造となっていて, この部分の桁は充填され橋脚と桁とで門型ラーメンを構成している。
 - ストラット付橋台は strutted abutment の訳。

番号	橋の形式					被害
	スパン	上部構	最長スパン (ft.)	下部構	基礎	
47	3	RC-T桁	63	3柱構造	杭	各所で小破砕
48	1	PC箱桁	147		直接基礎	橋台がフーチング上を3/8'移動, 橋台1の表面に小規模の破砕と亀裂
49	1	PC箱桁	156		直接基礎	取付道路6'-18'沈下, 橋台2で水平剪断破壊, 橋台1にクラック梁の下面で破砕, 横方向移動
50	1	PC箱桁	161		直接基礎	橋台2で著しい剪断破壊と沈下, 破砕箇所では3'の亀裂が見られる, 橋台1の shear block では3.5'の亀裂。
51	1	PC箱桁	131		直接基礎	橋台2で小破壊
52	1	RC箱桁	95	3柱構造	杭	2橋共ヒンジ支承で破砕し鉄筋が露出, 縦方向の移動3/4', 横方向の移動2', 橋台1でクラック。
53	10	RC及びPC箱桁	133			橋脚10と11で耳桁に鉛直方向のクラック。橋台1と直接基礎は相対的に横に3'移動, 橋脚2小亀裂
54	12	RS及びPC箱桁	142	2柱構造	直接基礎	北西側高欄と親柱に被害。
55	3	PC箱桁	148		16"のCIDH杭	翼壁と斜面舗装に被害
56	1	PC箱桁	210	3柱構造	直接基礎	橋台1の表面 破砕, ずれ止め, 端ブロック shear key に亀裂。
57	4	RC箱桁			直接基礎	翼壁と橋台が1'離れる, 橋台壁にクラック。
58	2	RC箱桁	104	RC柱	直接基礎	北側橋台4'沈下。
59		擁壁				壁体に被害。
60		擁壁				目に見える程度のクラックと破砕。

基礎

- CIDH杭: cast in drilled hole pileで場所打コンクリート杭を指す。

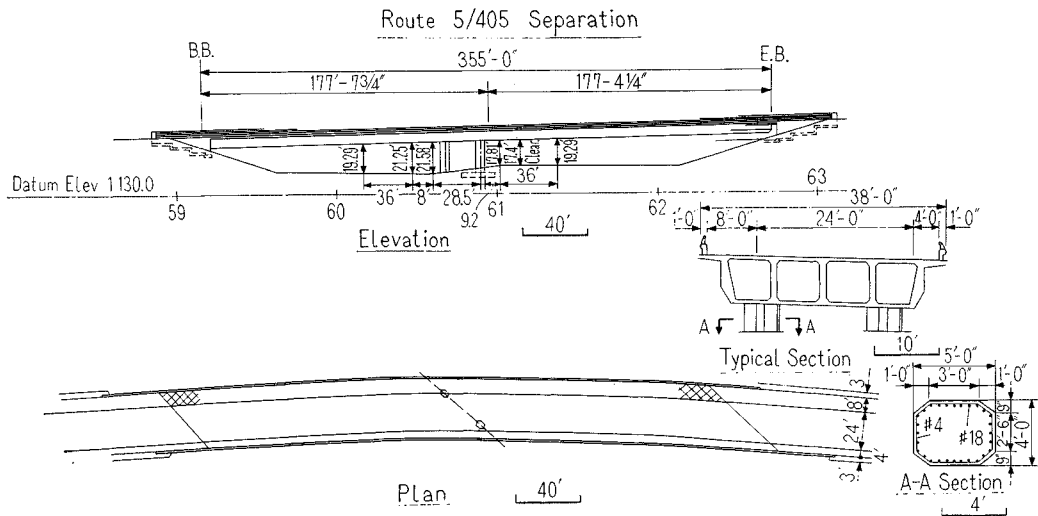


写真—5.6

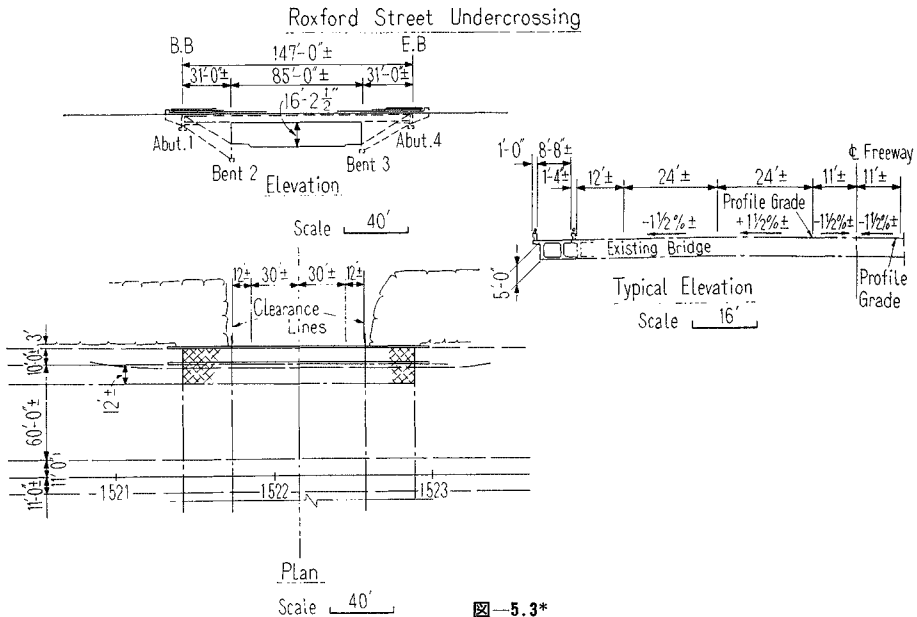
ている。この橋の付近で道路の舗装版が座屈破壊していることから推測するとほぼ橋軸直交方向に大きな変位があり、橋脚の破壊につながったものと思われる(図—5.2)。

(b) 5号線の Roxford St. 架道橋の被害(図—5.1の⑧)：Roxford St. に架るこの橋梁は、上部工は現場打ちPC箱桁で、3スパン全長44.5m、下部工は直接基礎上の鉄筋コンクリート壁式橋脚である。この橋は一部が北へ約25cm移動し、橋台と橋脚は傾斜した(図—5.3)。

(c) 5号線と210号線とのインターチェンジでの被害(図—5.1の②,④)：Highway 関係構造物のうちこのインターチェンジは最も大きい被害を受けた。被害は



図—5.2*



図—5.3*

おおむね次の3つに分けられる。

i) 最上位置に架っていた、橋脚の高さ 15~20 m, 7 スパン全長約 233 m の鉄筋コンクリート橋桁形式の曲線高架橋は、橋脚もろとも橋軸線の外側 (ほぼ西向き) に倒壊した (図-5.4)。

ii) i) の橋桁と橋脚の落下のため、5号線南向線側線および5号線南向線と210号線を結ぶ連絡路の橋梁の一部が破壊した。

iii) Southern Pacific 鉄道および San Fernando Road にかかる5号線の南向線, 北向線, 北向側線の橋梁は、7スパン全長 135~138 m であるが、中央スパンが落橋した。これらの橋梁はいずれも中央スパンのみ吊径間になっていて、両側の3スパンは鉄筋コンクリートラーメン構造である。中央スパンは鋼桁, P C I 型桁および鉄筋コンクリート箱桁で、両端は約 60 cm の桁が

かりがあって北側のみ橋梁パットを使用している。地盤の変位あるいは両側の連続構造の相対変位などにより中央スパンがのび、桁がかりがはずれ落下したものであろう。これらの橋梁のほとんどすべての橋脚の頭部は水平変位によると思われる破壊状態を示し、しかも大方の上部工は西方に移動している。架橋地点は表層 4~5 m は細砂質のルーズな土質である (図-5.5)。

ここで i) の曲線高架橋の倒壊状況をみるに、八角柱の橋脚と桁との接合部の損傷が少なく、かつ桁のひびわれが少ないことは橋梁がゆっくりと倒壊したことを示すものであり、橋脚根元の鉄筋 ($\phi 57$ mm の異形鉄筋) の引きぬげが緩慢に進行したことを示している。また橋脚の倒壊方向は橋軸線曲の半径方向外側ではなく、全部ほぼ西向きになっている。橋台1においては桁がかりは約 60 cm で橋梁パットを使用している。基礎は地盤が比較

Route 210/5 Separation and Overhead

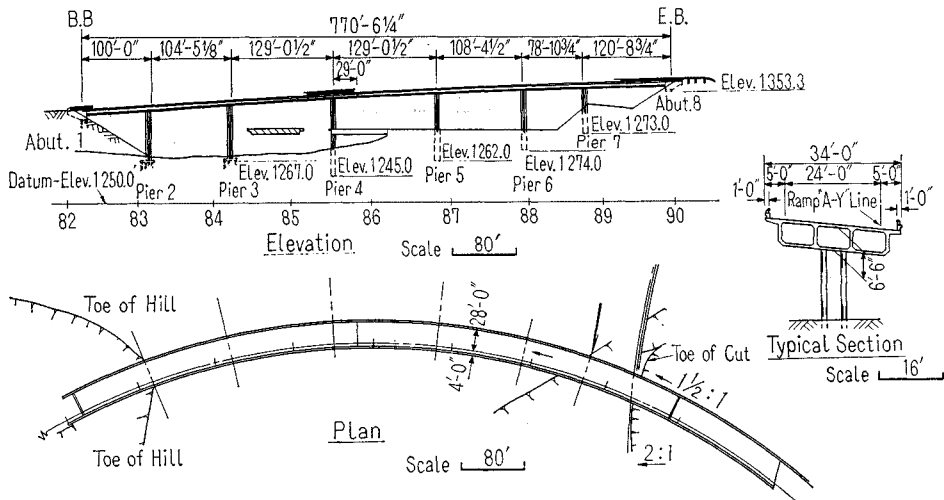


図-5.4 (a)*

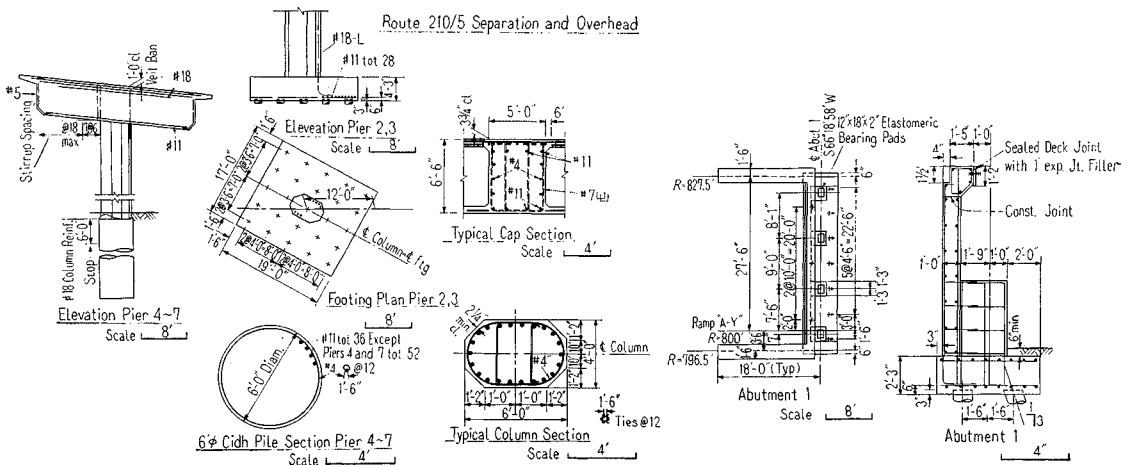


図-5.4 (b)*

図-5.4 (c)*

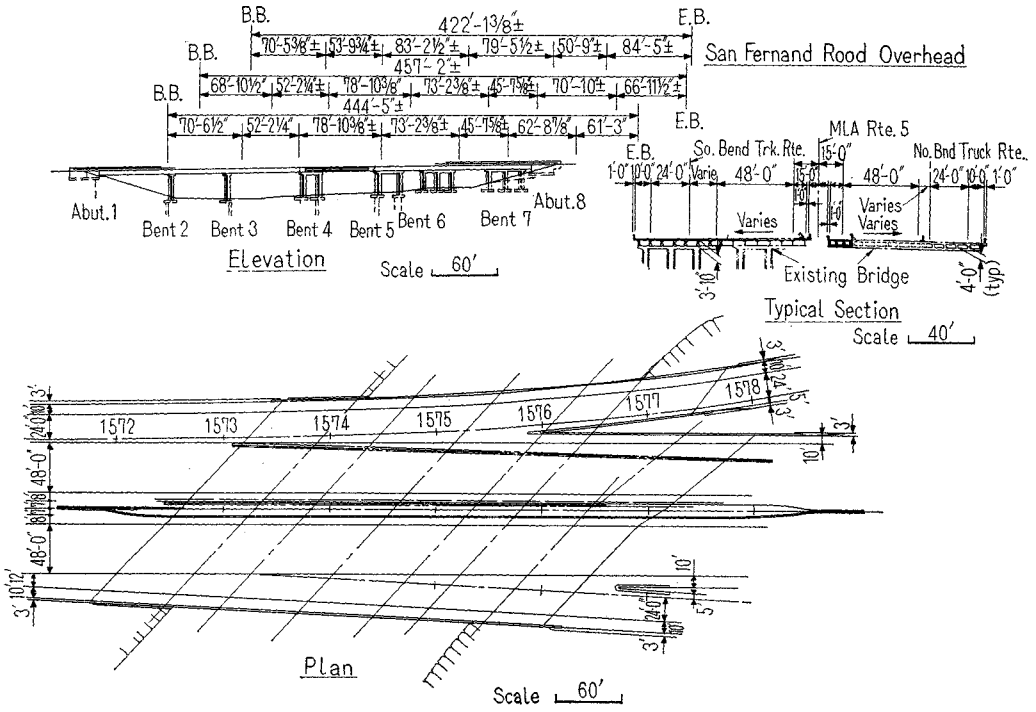


図-5.5 (a)*

San Fernando Road Overhead

San Fernando Road Overhead

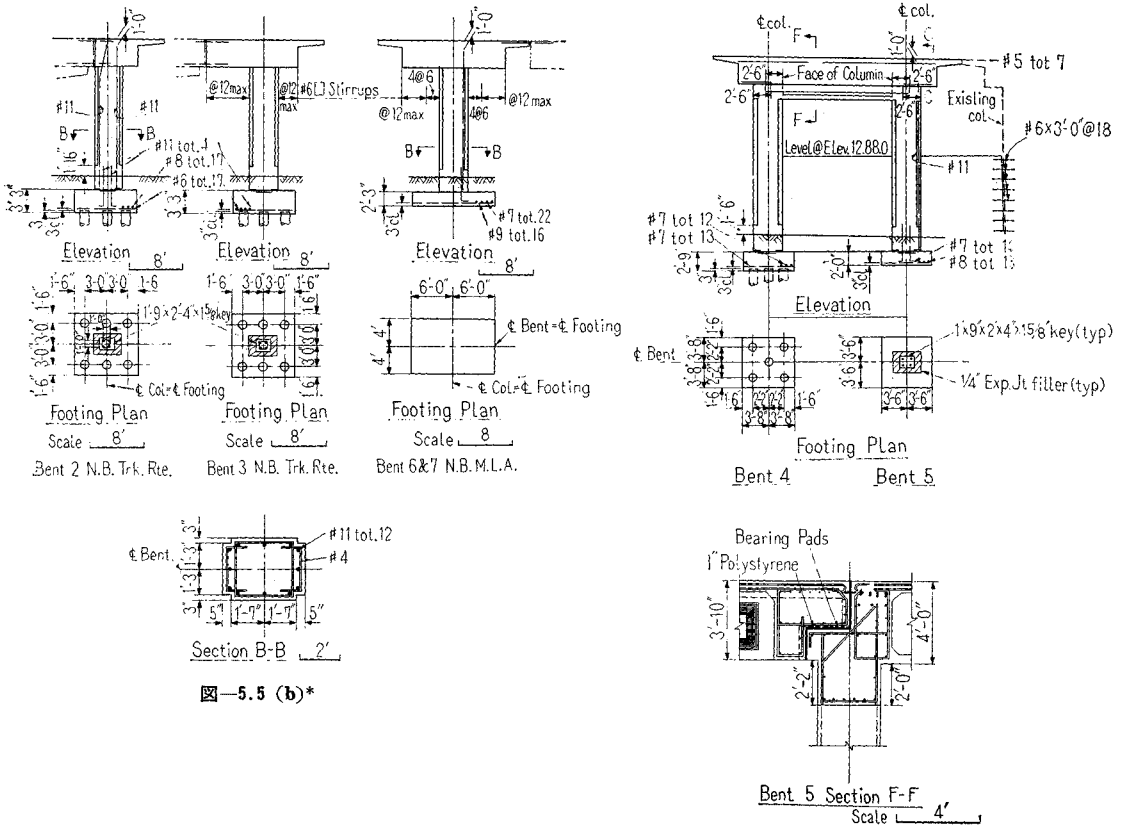


図-5.5 (b)*



写真-5.7

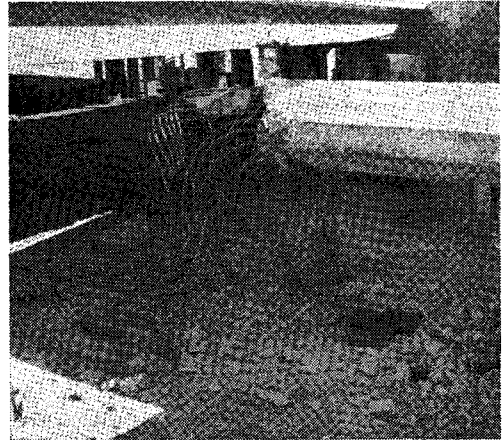


写真-5.8*

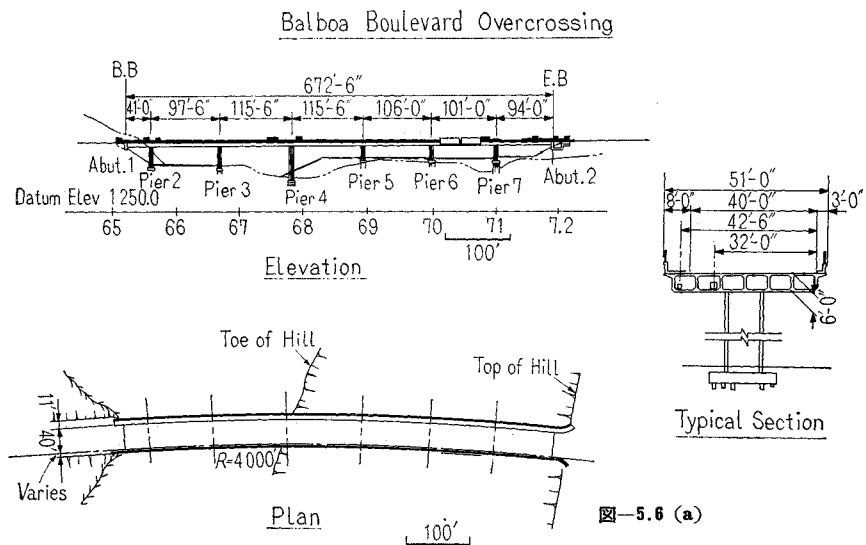


図-5.6 (a)

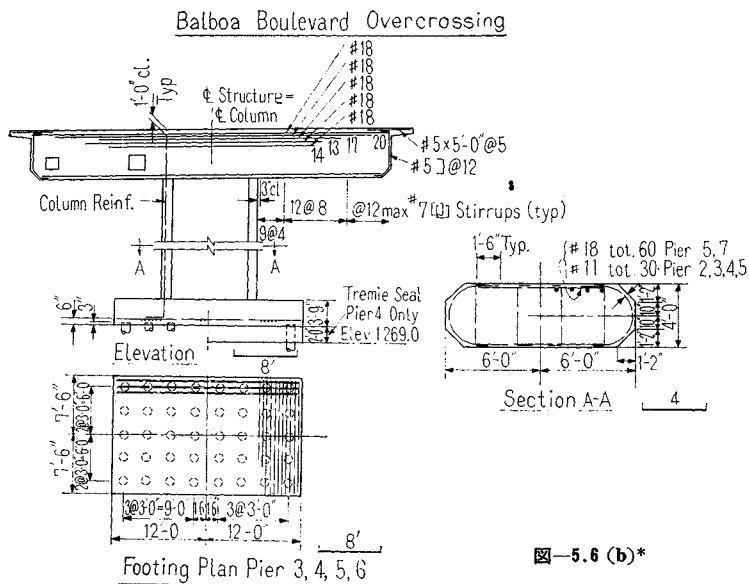


図-5.6 (b)*

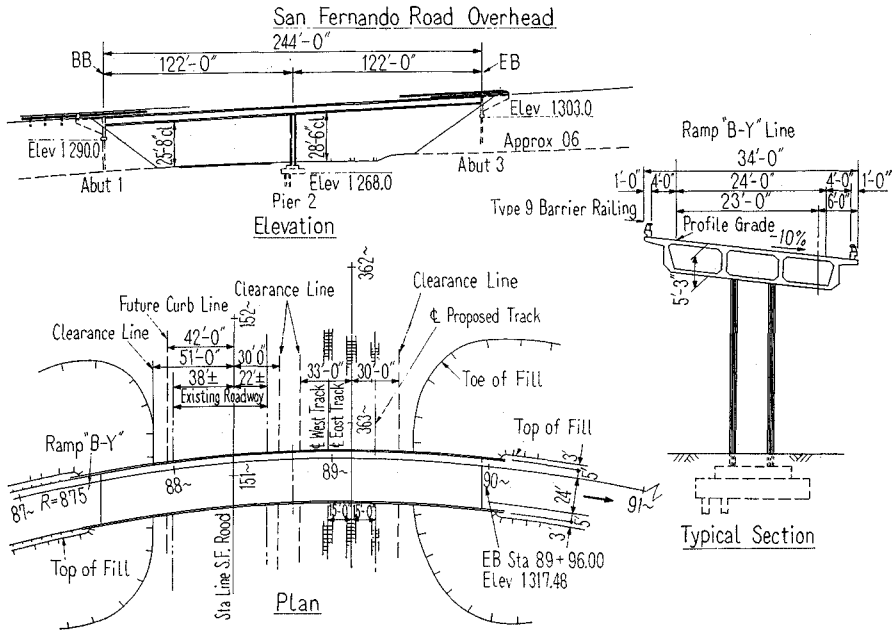


図-5.7*

的悪い橋脚2,3では群杭基礎であり、他の橋脚の基礎は八角形断面の橋脚の長辺方向の寸法(1.8m)に等しい直径1.8mの場所打ちコンクリート杭である。橋脚の主筋は場所打ちコンクリート杭には1.8mだけ埋め込まれている。

以上のことから、まず設計以上の地震力が構造物に作用し、橋脚根元部分あるいは場所打ちコンクリート基礎杭の地中部分にきれつが生じ、このことが繰返されて鉄筋はコンクリートとのポンドを失い、ついで構造物に比較的大きい西向きの地震力が作用して緩やかに全面的に倒壊したのではないかと推測される。

(d) 5号線とサンフェルナンド道路上に架る Balboa Blvd. の橋梁の被害(図-5.1の⑬)：5号線およびサンフェルナンド道路にかかる7スパン全長202mの鉄筋コンクリートの箱桁形式のこの橋は、⑬の位置より0.7~0.8km北西にある。鉄筋コンクリート橋脚の高さは8~17m、幅は3.6mで比較的壁構造に近い形状で、基礎はフーチングまたは群杭基礎である。被害は橋台躯体のきれつと第4スパンのヒンジ支承部のはく離とひびわれ、ならびに基礎杭沈下とフーチングスラブのきれつである(図-5.6)。

(e) サンフェルナンド道路に架る210号線と5号線の連絡路の橋梁の被害(図-5.1の⑭)：⑭の橋梁の南東に近接してあって、2スパン全長73.2m(36.6+36.6m)の橋で、上部工は現場打ちPC箱桁、橋脚は八角形の鉄筋コンクリート単柱構造であり、基礎は直径40cmの場所打ちコンクリート杭である。

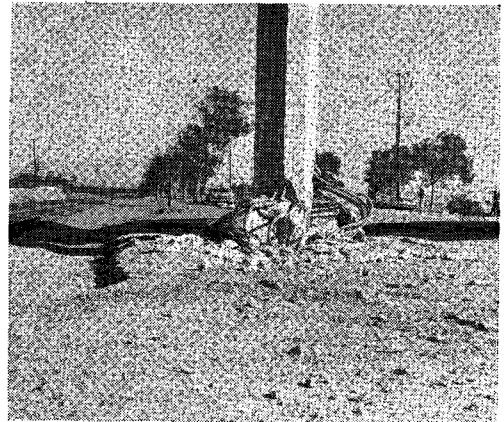


写真-5.9*

地震により橋脚根本部が破壊し、座屈して橋脚が沈下した。それにより橋脚周辺の桁下面には、沈下による見られるきれつが、横断方向に発生した(図-5.7、写真-5.9)。

(f) 5号線と14号線とのインターチェンジでの被害(図-5.1の⑰、⑱)：ここでは大規模なインターチェンジの建設工事が進行中であった。被害は高さ約40mの鉄筋コンクリート橋脚とこれに架る2スパン約100mのPC箱桁がほぼ南西方向に倒壊したこと、およびこの橋の下で施工中であった高架橋の一部がこのために被害を受けたことが主なものである。写真でわかるように倒壊した曲線橋に沿って類似した平面形をもつもう1つの曲線橋が架っているが、これには(図-5.1の⑳)

ヒンジ支承にはく離があった。この橋梁の橋脚高は倒壊した橋脚に比べてかなり低い。

支保工を使用して上部工を施工中の橋梁は表-5.1 ⑩に示すような軽微な被害を受けた。

また本地点で建設中の高さ 10 m 前後の 10 数本の橋脚は震害を受けていない模様である。

これらの被害で最も高い約 40 m の高橋脚 1 本とその両側の桁が落ちたことは ③ の高架橋の場合と同様、ほぼ西向きの地震力の作用で大きい変位が発生し、桁がかりがはずれ、橋脚が根元より折れ、倒壊に至ったものと推測される (写真-5.10, 5.11)。

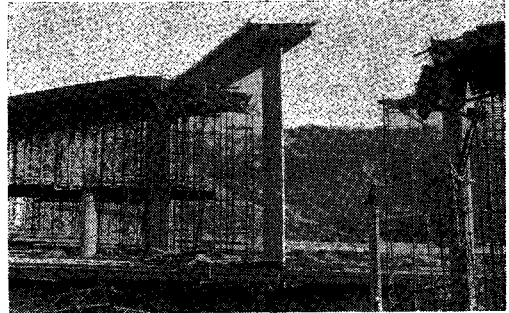


写真-5.11*

2本の橋からなっているが、右車線に特長のある被害があった。4本柱を橋脚とする4スパン全長85m、鉄筋コンクリート箱桁の斜角25~38°の右斜橋である。各橋脚は高さ約6m、橋脚2,4の下端はヒンジ構造で他はすべて固定である。また基礎は4本の柱の内両側の柱は杭基礎で、内側の2本の柱は直接基礎である。

写真に示されているように橋脚3の3本の柱は柱の途中でせん断のごとき破壊状態を示しφ57mmの主筋(異形鉄筋)が露出して曲り、内部のコンクリートは大きな塊に割れてしまった。ほかの1本は見たところ損傷を受けていないが多少沈下した形跡がある。橋台も沈下し破砕した。

この橋の被害は橋脚3の無被害の柱の付近を中心にして上部構が水平面内で右廻りに回転したために起こったものと推測される (図-5.8, 写真-5.12)。



写真-5.10 5号線と14号線とのインターチェンジの破壊 (この写真の中央部2径間が落橋し、高さ約40mの橋脚1基が倒壊した)

(g) Foothill Blvd. に架かる 210 号線の橋梁の被害 (図-5.1 の ⑨) : この橋梁は左車線用と右車線用の

(h) Roxford St. に架かる 210 号線の橋梁の被害 (図-5.1 の ⑩) : この橋は場所打ちPC箱桁形式の全

Foothill Boulevard Undercrossing

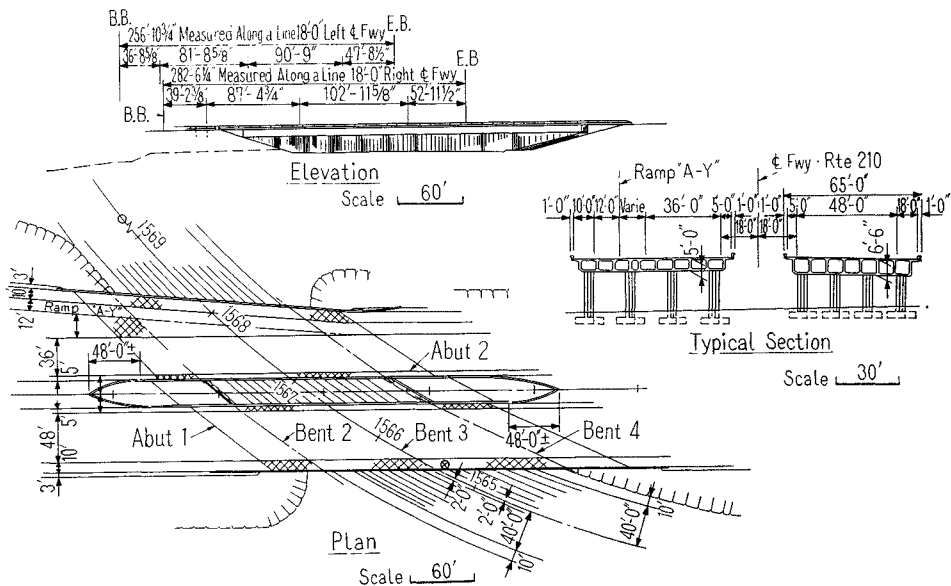


図-5.8 (a)*

Foothill Boulevard Undercrossing Bent 2 & 4

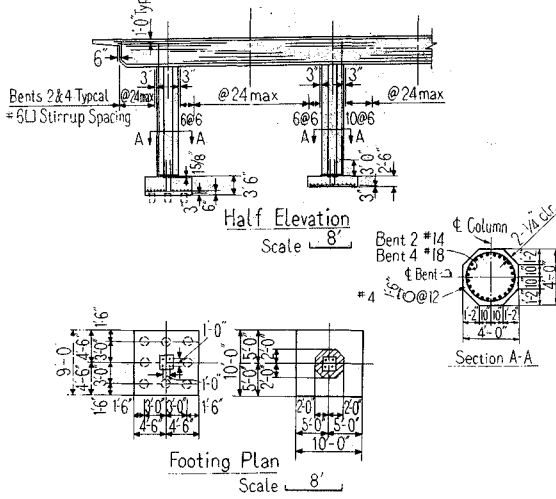


図-5.8 (b)*

Foothill Boulevard Undercrossing Bent 3

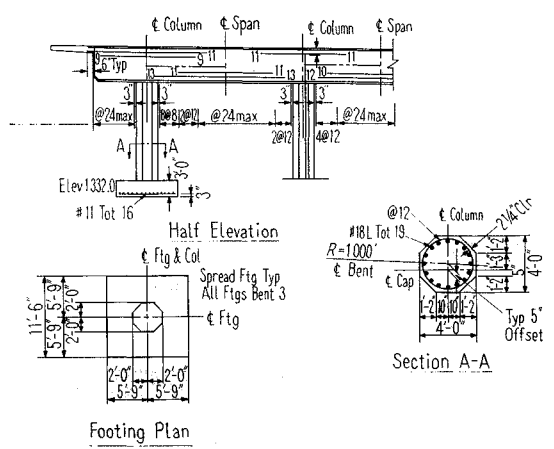


図-5.8 (c)*



写真-5.12

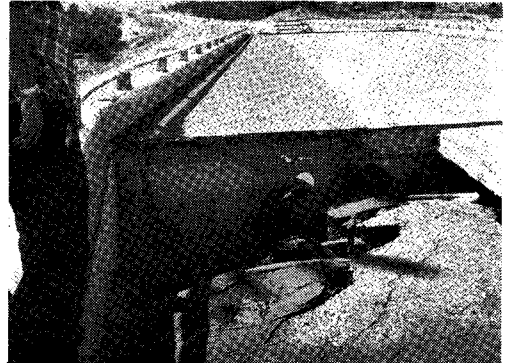


写真-5.13

Roxford Street Undercrossing

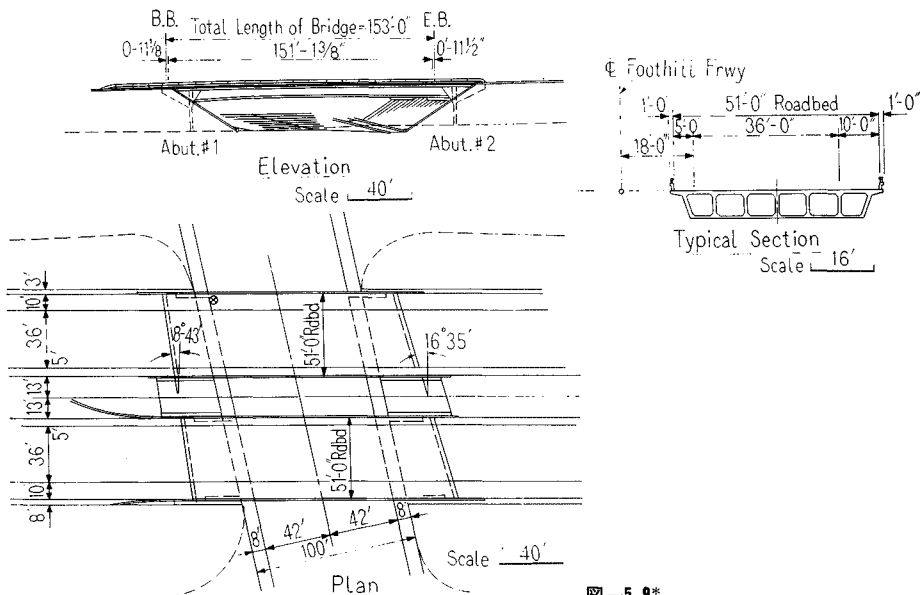


図-5.9*

長約 46 m の単桁右斜橋である。ほかの橋でも見られるように橋桁と橋台は一体に作られてあり、また橋台は直径 30 cm の 1 列のコンクリート杭に支持され、橋桁が土圧を直接うける方式となっている。

(g) の場合と同様に、水平面内で右に回転した。そのため桁の東端では取付部と約 90 cm のずれが生じ、

直径約 30 cm のコンクリート杭は破壊し、翼壁もまた破壊した。取付道路は特に東側で著しい沈下を示した (図-5.9)。

(i) 210 号線に架る Bledsoe St. の橋梁の被害 (図-5.1 の㊸) : 210 号線に架る 2 スパン全長約 63 m のこの橋は上部工は鉄筋コンクリート箱桁で、橋脚は 2 柱

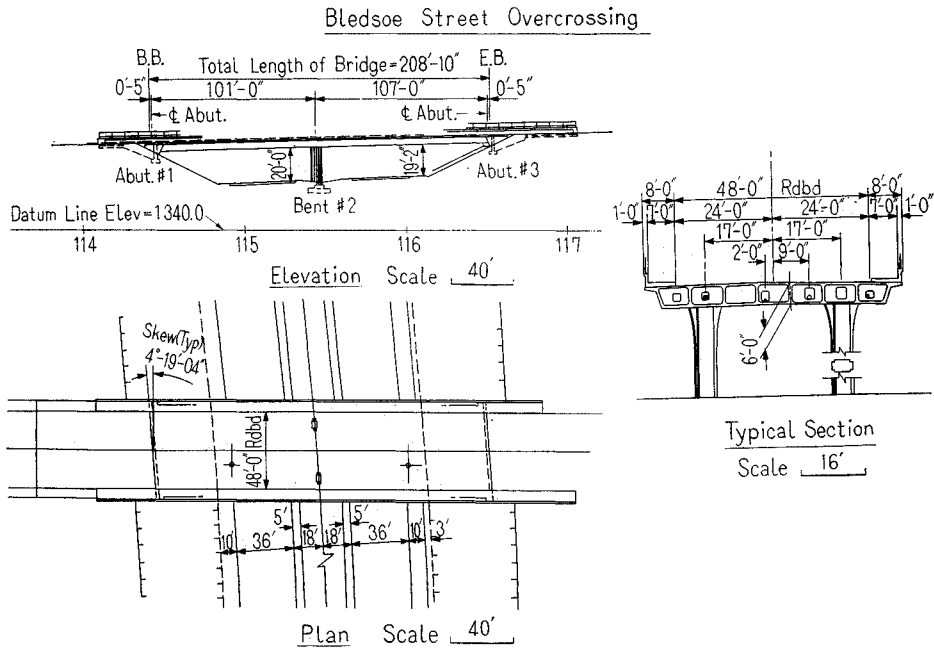


図-5.10*

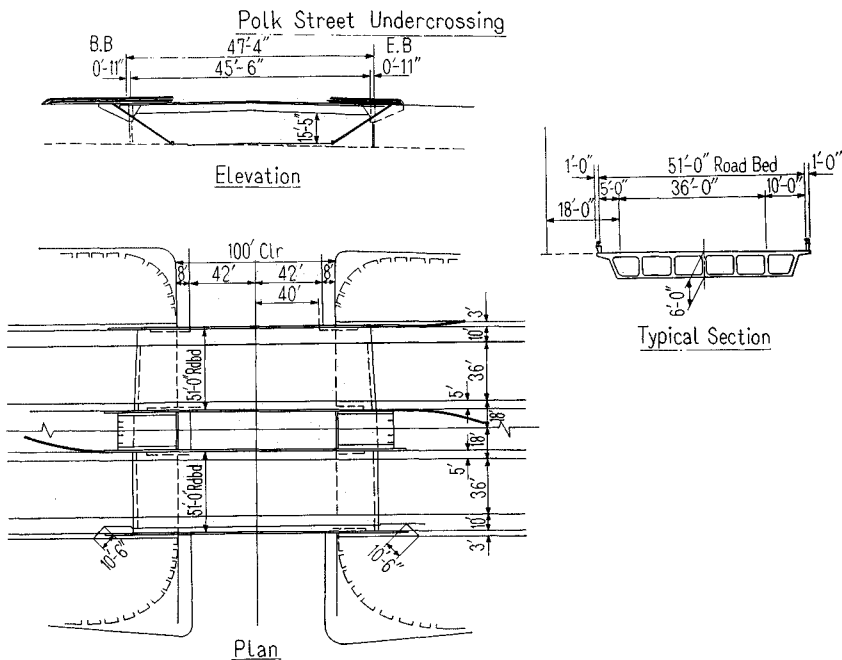
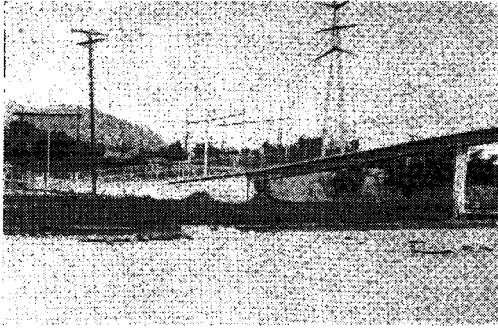


図-5.11*



写真—5.14

式高さ約 7 m の鉄筋コンクリートで直接基礎である。地震によって橋台は沈下しきれつを生じ、翼壁にも被害があり、上部に接合されている橋脚の頭部は破壊し、橋脚は傾斜した(図—5.10)。

(j) 210 号線に架る Tyler St. 歩道橋の被害(図—5.1 の ㉔)：上部工は鉄筋コンクリート箱桁、橋脚は鉄筋コンクリートの単柱で、直接基礎である。地震により円柱橋脚の上端が破壊し、橋台におけるジョイントが開き、南側取付では上部工が傾いた。

(k) Polk St. にかかる 210 号線の橋梁の被害(図—5.1 の ㉕)：単スパン橋長約 45 m の場所打ち P C 箱桁のこの橋梁では翼壁、高欄および 1.5 割の橋台前面盛土のアスファルトフェイスングにきれつが発生し、取付盛土が沈下した(図—5.11)。

5.4 被害の考察とまとめ

橋梁および道路について上述のような被害の考察と、得られた耐震設計の問題点をまとめると次のようになる。

(1) 設計震度

カリフォルニア州道路局の耐震規定では、固有周期を考慮して 5.3 式(1)に示すように設計震度を定めている。本地震の震度は設計に用いる震度の数倍に達しているものと見られ、地震の強さが設計震度に比べて過大であったことが被害を生じた原因の 1 つと考えられる。

(2) 橋桁の落下防止

高橋脚橋梁では一般に固有周期が長く、応答変位も大きい。吊桁支承部の桁がかりが約 30 cm のためと思われる桁落下があった。

また高さ約 8 m の連続ラーメン橋梁でも、桁がかりが約 60 cm であったにもかかわらず、やはり落橋した例がある。これらの被害を防ぐには、桁がかりの増加、桁相互の連続等の桁の落下を防止する対策が必要である。

(3) 耐震安定性

曲線橋、連続橋、橋脚の高さの差が大きい橋梁などでは、橋全体としての耐震安定性を検討せねばならない。

なお斜橋についても水平面内における回転等の挙動を検討する必要があると思われる。

(4) 配筋

鉄筋コンクリート柱がはりやフーチングと接する部分では、コンクリートの破碎や鉄筋の座屈が多く見られる。特に太径の鉄筋を主筋として相対的に少量の帯鉄筋を配置した場合、鉄筋かご内部のコンクリートが破碎された被害が多い。この現象よりして鉄筋コンクリート部材の設計方法について、配筋も含めて検討することが必要である。

6. 鉄道の被害

6.1 概要

ロスアンゼルス市の北部には市の中央部から Sylmer を通り Sacramento に至る Southern Pacific Company の鉄道線路が存在する。激震地域付近の鉄道施設は地平の線路が大部分であり、高速道路 5 号線と 14 号線の分岐点から北に延長約 2 km のトンネルがあるほか重要構造物が存在しないためと思われるが、橋梁、トンネル、盛土などの構造物にはほとんど被害がなかった。

列車の不通は高速道路 5 号線と 210 線のインターチェンジ部の橋桁落下と軌道の変状によるものであって、線路を支障した道路橋の撤去終了後運転を再開した。



写真—6.1 Sylmer 地区軌道蛇行



写真—6.2 Sylmer 地区レール破断

6.2 軌道の被害

軌道の被害は Sylmar 地区の San Fernando Juvenile Hall の東端付近を通る断層が本線と側線に対して約 75° の角度で交差し、その前後において写真—6.1 に示すように延長 5 km にわたり軌道に最大約 2 m の横移動と数箇所において最大 30 cm の沈下および軌道のよじれを生じた。側線のレールは 1 箇所写真—6.2 にみられるようなレールの腹部と底部および全断面の破断を生じた。同写真にあらわれたレールとまくらぎ上のゴミと岩屑は地震により地下の高圧ガス管が破壊して地中に孔をあけ、ゴミと岩屑を吹き上げたものである。

軌道の被害は Sylmar のほか、その北約 12 km の Honby の西部の San Gabriel 山脈の山すそで Santa Clara 川に沿う線路に約 19 km の範囲にわたりわずかな通りおよび高低狂いが発生し、復旧費は前者で 1100 万円、後者で 700 万円である。

被害区間の軌道構造は、レールは 56, 65.5, 68 kg/m と種々のものがあるが、大部分は 65.5 kg/m であり、タイプレートをを用い、木まくらぎは 18×23×240 cm（一部は 18×23×270 cm）で、その中心間隔は 50 cm である。道床は碎石で粒径 1~5 cm、まくらぎ下厚さは 20 cm である。

6.3 地震時における列車の状況

地震による停止または走行中の車両の被害はなかった。地震発生時にディーゼル機関車牽引の貨物列車が Honby 付近にあり、ロスアンゼルスに向い走行中であったが、機関士が斜面上の岩石の転落と軌道の狂いを発見し急停車した。乗務員は自動車により隣接駅までもどり事故を通知し、その日の夕方に列車を後退させることができた。

7. 地震に際してとられた諸措置と得られた教訓

7.1 地震とその対策

今回の地震の被害総額は、連邦政府の発表では \$ 440 mil. であるが、ロスアンゼルス市長によれば \$ 1 billion であったということである。アメリカ史上最大の被害額で、近代都市の被害の過大さを示すものであろう。ロスアンゼルス市の北縁付近での過去の地震としては、Newhall の西方約 5 km に震央をもつマグニチュード約 6 の Pico 地震が 1893 年に起こり、それから 1971 年までは 68 年目にあたっているが、Pico 地震のことはその後忘れられていたかに見える。1930 年より以前に造られた、San Fernando ダム、Veterans 病院などはす

べて耐震的考慮が払われていなかった。1933 年の Long Beach 地震は多くの死者を出し、サンフランシスコ地震以来忘れられていた地震の恐ろしさを思い起こさせるに十分で、建築基準法に耐震設計の規定が設けられた。また道路関係でも AASHTO ならびにカリフォルニア州道路局の規定が制定された。

ロスアンゼルス市付近は比較的災害が多いところで、2 年前に洪水が、また昨年暮には大きな山火があった。1963 年には Baldwin Hill ダムが破堤し、死者 5 名、全壊家屋 64 戸という被害を出した。このダムの決壊の経験は Lower San Fernando ダムの水防と避難に十分生かされた。

アメリカ政府における年間の災害予算額は数年前に約 800 億円で、ほぼわが国と同額であり、年々増加している。災害予算の全予算に占める割合はわが国よりはるかに小さい。したがって国の施策としては重要でなかったと見えて、関係法令の制定もおくれている。しかしこの 10 年間防災体制は大幅に改善強化され、昨年 10 月に災害救助法の全面的な改正が行なわれた。この法令に合せて州法以下の改正も実施しなければならないが、まだ十分整備されていたとはいえない。この法令が最初に適用されたのが今回の地震であったので、多少まごついたような点もあったが、とにかく現実に合せて十分活用されて効果を発揮したといつてよいであろう。法律は 3 章からなり、第一章 発見および非常事態宣言（定義）、第二章 災害援助の実施、第三章 雑則である。第一章では援助の機構と相互協力、事前の防災計画、警報伝達と交通・通信の確保等、公私の被害に分けて災害復旧のための具体的援助計画の内容等を規定している。市あるいは郡で処理できない災害は順次、州、連邦の援助を仰ぐような仕組みになっている。公共の施設については復旧費の全額を連邦が負担する。州、郡では 90 日以内に請願書を政府に提出し、請願書が政府に認められた場合ただちに予算の 75% が、残額は仕事の進行状況を見て支払われる。今回の場合、San Fernando ダム（市）、Olive View 病院（郡）、Veterans 病院（連邦）、道路（州）などは全額国庫で負担することになる。連邦政府機関として災害を担当しているのが Office of Emergency Preparedness (OEP)（災害対策庁）である。この機関は大統領府に属し、その主要任務は戦争災害対策であり、自然災害対策は一部である。サンフランシスコの北方 Santa Rosa に支庁がある。州段階ではサクラメントに California Disaster Office が、また市の段階ではロスアンゼルス市役所に Disaster Board がある。市政府の災害対策委員会の委員長は警察署長があてられ、消防などの関係機関がこれに加わる。これらの機関は平素から通信網を整備し、災害に応ずる態勢を整えている。

Upper San Fernando ダムは1912年に建設が開始され、しばしばかさ上げや補強をして1941年に現在の形になったもので、当局では堤体の強度が弱いことを十分承知していた。ことに Baldwin Hill ダムが決壊したので危険を感じ、7年前に水位を約7m低下させていた。また警察では、決壊による浸水予想警戒区域図を作成し2年半前と昨年5月に関係機関と協力して避難訓練を実施したそうである。

7.2 地震発生後の処置

ロスアンゼルス市の都市構造を震災という面から見ると、わが国の大都市とは比較にならないほど耐震的であるといえよう。しかも今回被災した地域は市の郊外住宅地ともいふべきところであり、病院などのほかは目ばしい建物がなかった。一般の民家は木造平家で庭も広い。道路は基盤の目のように整然としてしかも幅員が広く、ガス管は広い道路の中央に埋設されていた。このような状態では火災が発生しても延焼しない。

地震が起きると同時に、NBC ロスアンゼルス放送、KFWB(24時間ニュース専門ラジオ)等の放送局等も停電し、非常電源に切り替えた。電話が不通で取材困難になり、オートバイ少年が伝令として活躍した。一方道路のほうは幹線の Golden State Freeway が約10kmの間で通行不能になった。こんな場合にはヘリコプターによる空からの観察が最も有効である。また無電もきわめてよく利用された。California Disaster Office では平常から災害用の通信網(ラジオ、電信、テレタイプ)を管理調整しているが、その中にはハイウェーパトロール、州道路事務所、営林局、防災事務所などがあり、その末端にはアマチュア無線局もある。道路の被害を最初に発見したハイウェーパトロールは6時15分には本部に連絡してきた。ハイウェーパトロールは南カリフォルニアで2100人が交代で勤務している。6時が交代時間に当たっていたためただちに700×2=1400人の動員ができ、交通整理に当たった。州道路事務所も通報を受け、ヘリコプターで災害の実体を調査した。消防庁の長官のヘリコプターは最も早く飛びたったもののひとつで、6時20分には Olive View 病院に到着したといわれる。無線連絡により6~7分後には消防車や救急車が現地に到着した。Veterans 病院の被災は消防のヘリコプターが発見し、長官は7時23分に同病院に到着、消防車、ヘリコプター、ブルドーザー、パトロールポンプ車などを送って救急活動をした。このような迅速な活動ができたのは、各種車両、無電のようなものが使えたからである。赤十字など民間の機関、医師はじめ民間人の有志の救援活動も目ざましいものがあった。赤十字では平時学校に無電の設備を貸しており、災害の際はこれが使用さ

れる。

Lower San Fernando ダムの崩壊を最初に発見したのは水道局員であるが、その後は警察、消防、水道電力局のヘリコプターによる被害調査と崩壊の危険監視が続けられた。ダムの下流約30km²の住民約8万人に対し午後5時に市長の避難命令が出された。ダムの危険性と避難勧告は、午前8時頃から警察のパトカーで戸ごとに実施され、各放送局は余震情報、ダムの危険性、避難命令発令の可能性、避難先等について放送を繰返したため避難命令がでた段階でも大きな混乱は生じなかった。

州知事は午前9時に非常事態宣言を発し、市、郡を援助する行動を起こした。10時30分に電話で大統領に連邦の災害救助法の適用を要請、正午には、大統領の大災害宣言(Major Disaster)が発せられ、OEPの現地事務所がロスアンゼルス市の州ビル内に設けられたのである。この間の通信連絡には Corps of Engineers が活躍した。OEPは Corps of Engineers をはじめ政府各機関に協力を要請し、それらの調整を図るとともに連邦予算の窓口になる。Corps of Engineers の重装備により救急、災害復旧が進められた。

7.3 地震から得られた教訓

今回の地震の結果得られた教訓は「ロスアンゼルス地震に関する政府合同調査団報告」に詳しいが、その中の要点だけを以下に記す。

① 地震の予知は観測網の充実していた当地でさえも不可能であった。わが国においてはますます観測網の強化、観測体制の充実を図るべきであろう。② 地震観測結果のすみやかな解析と伝達が必要である。③ 災害に対処する機構の強化と救護活動における官民の協力体制の推進が必要である。④ 都市の構造を防災的にする必要がある。⑤ 建築物の耐震性を増加させること、老朽建物、特に公共建物の再点検、補強が必要。ガラス、看板等の破片の落下を防止すること。⑥ 公共建物すなわち病院、学校、電信電話局等は一般の建築物よりも強固にすること。⑦ 高速道路のインターチェンジ、盛土と橋梁の取付部等の補強が必要である。⑧ ダムの安全性について検討する必要がある。⑨ 危険物の取扱いに注意すること。⑩ 通信施設の強化、通信回線の多ルート化を図ること。⑪ 治安維持には官民協力が必要。避難訓練を実施すること。⑫ 初期消火の必要性を認識させるとともに消防力を強化すること。⑬ 上下水道、電力施設の耐震性を図ること。⑭ 防災の見地から国全体の人口、産業の配分を考えること。⑮ 地震災害を保険的な見方で検討すること。⑯ 地震現象・耐震工学の研究を充実すること。

(1971. 6. 17・受付)

日本土木史 昭和16年～昭和40年 予価 20000円
本州四国連絡橋調査実験報告書 2冊 16500円(〒650)
東名高速道路建設誌 11500円 会員特価 9500円(〒500)
土木製図基準 1970年版 1400円 会員特価 1200円(〒200)
土木技術者のための 振動便覧 2400円 会員特価 2000円(〒170)
建設技術者のための 測定法 2000円 会員特価 1800円(〒170)
土木技術者のための 岩盤力学 3600円 会員特価 3000円(〒200)
海岸保全施設設計便覧 改訂版 2300円 会員特価 2000円(〒170)
水理公式集 46年改版 予価 3800円
橋 1969～1970 1600円 (〒170)
土質実験指導書 45年改版 340円 (〒70)
土木材料実験指導書 490円 (〒100)
水理実験指導書 250円 (〒70)
構造実験指導書 450円 (〒90)
測量実習指導書 450円 (〒80)
コンクリート標準示方書 1000円 会員特価 800円(〒150)
コンクリート標準示方書解説 1300円 会員特価 1000円(〒150)
プレパックドコンクリート 施工指針 220円 会員特価 180円(〒50)
人工軽量骨材コンクリート 設計施工指針 300円 会員特価 250円(〒50)
鉄筋コンクリート工場製品 設計施工指針 650円 会員特価 550円(〒80)
プレストレストコンクリート 設計施工指針 改訂中
トンネル標準示方書解説 44年改版 800円 会員特価 700円(〒80)
シールド工法指針 800円 会員特価 700円(〒80)
沈埋トンネル要覧 2000円 (〒140)
トンネル工学シリーズ 1～7 8700円 会員特価 7400円(〒50～140)
土木工事の積算 1800円 会員特価 1600円(〒170)
鋼鉄道橋設計標準解説 2000円 会員特価 1800円(〒170)
〒160 東京都新宿区四谷1丁目 土木学会 ☎ 351-4131(販売)振替東京16828

46年11月下旬発行

水理公式集 昭和46年改訂版

みずのばいぶる———土木学会水理公式集改訂委員会編

● B5判・630ページ・8ポイント一段組・図版700個・上製箱入特製豪華本 ●
定価 4000円 会員特価 3600円(〒250円)

昭和43年8月、水理公式集改訂委員会が組織されて以来3年有余を費やして完成した。改訂の基本方針は次のとおりである。

1. 従前の水理公式集についての基本的な考え方を尊重し、全面的な書替えは行わず昭和38年増補改訂版を骨子として、その後の研究成果を取入れ、最も新しい知見に基づく完璧な内容とし、より充実させたこと。

2. 従来の応用面からの編分けを、水理学・水文学に関する基本公式および基礎的事項を別編としてまとめた基礎編と従来の応用編の二つに大別し、利用の便をはかったこと。

3. 単なる公式の羅列にとどまらず、実際の適用にあたって十分指導性のある内容とするよう公式を慎重に吟味し、適確な解説を加えるとともに、図版の見易さを考え、従来のA5判をB5判に改めたこと。

総目次

●第1編 基礎編 1. 水理の基礎 2. 静水力学 3. 開水路水理の基礎 4. 管水路水理の基礎 5. 流水中におかれた物体の抵抗 6. 噴流・拡散 7. 波動 8. 密度流 9. 次元解析と相似律 10. 降水 11. 融雪・蒸発・蒸発散 12. 雨水の流出 13. 洪水流出(短期流出) 14. 長期流出(低水流出) 15. 土砂生産、流出 16. データ処理 17. 水文量のひん度

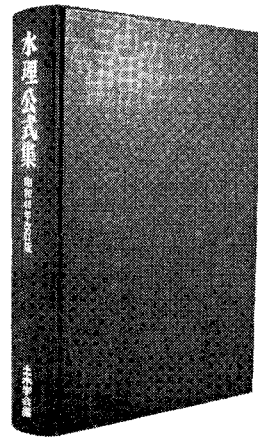
●第2編 河川編 1. 平均流速 2. 流速および流量測定 3. 不等流 4. 不定流 5. 流砂 6. 河床の変動と局所洗掘 7. 堤防およびアースダムの浸透

●第3編 発電編 1. 管路および開水路の流れ 2. せきと越流頂 3. ゲートおよびバルブ 4. 急勾配水路 5. 跳水と減勢 6. 水撃作用 7. サージタンク 8. 水力機械 9. 地震時動水圧 10. 温度密度流

●第4編 上下水・水質保全編 1. 地下水 2. 管水路と開水路 3. 流量計およびポンプ 4. 浄水 5. 市街地雨水流出量 6. 下水処理 7. 汚泥 8. 水域の水質分布

●第5編 海岸・港湾編 1. 風波の発生・発達および伝播 2. 波の変形 3. 波圧および波の打ちあげ 4. 漂砂 5. 潮汐・潮流およびその他の流れ 6. 津波および高潮 7. 河口密度流および海岸の地下水

●人名索引・事項索引・数表・業界案内等



- 高い粘性によるコストダウン
- 高い膨潤
- 少ない沈澱
- 品質安定

業界に絶対信用ある…
山形産ベントナイト

基礎工事用泥水に

クニゲル



国峯砒化工業株式会社

本社 東京都中央区新川1-10 電話(552)6101代表
工場 山形県大江町左沢 電話 大江 2255~6
山形県大江町月布 電話 貫見 14

地下水の追跡に

MITY 蛍光光度計

■用途

- 地下水の研究
- ダムの漏水、トンネル及農薬用水の漏水
- 地対策
- 岩盤の亀裂の水の関連性研究

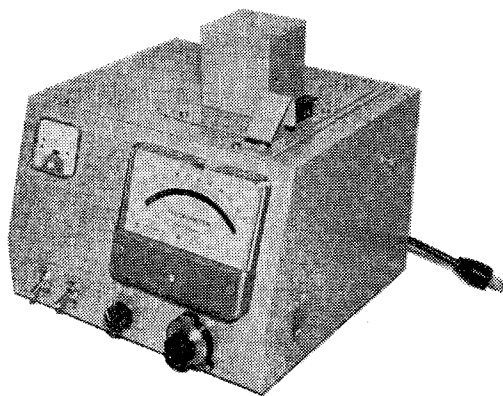
■特長

現場に持ち込み可能

小型 (26cm×23cm×22cm)

■納入実績

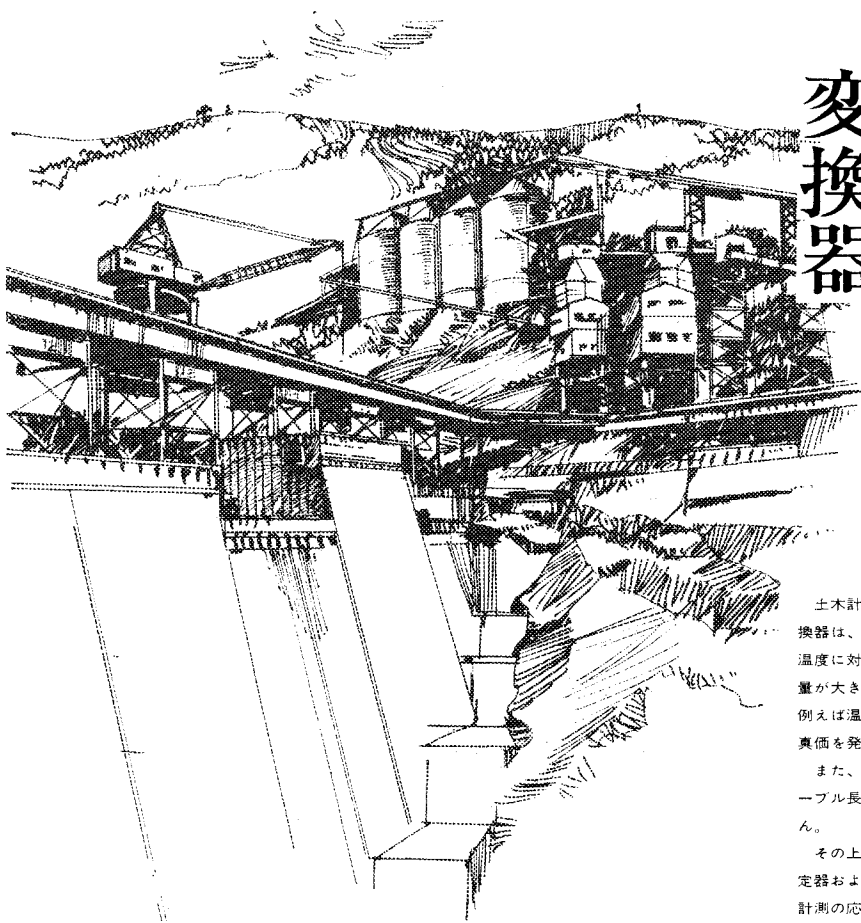
大学・官庁研究所・各府県砂防、
耕地、農地建設、治山、其他



東京測器製作所

〒140
東京都品川区西大井1丁目5番9号
電話 東京 03 (772) 6017

土木計測用 ひずみゲージ式 変換器



土木計測用に開発されたひずみゲージ式変換器は、自己温度補償の原理を取り入れて、温度に対する補正が不要になりました。補正量が大きく真値のつかみにくい場での計測、例えば温度変化の大きい場などで使用すれば、真価を発揮します。

また、共和独特の指示器の採用により、ケーブル長は5kmまで感度に全く影響ありません。

その上、市販されているすべてのひずみ測定器およびその周辺器が使用できますので、計測の応用範囲が広がり便利になりました。

特長

- 温度補正はいりません
- ケーブル抵抗の補正は5kmまで全く不要
- あらゆるひずみ測定器に接続できる
- 小型の構造物にも使える
- 耐環境性にすぐれ、信頼性が高い

種類

品名	型式名	容量
ひずみ型	BS-A型	$\pm 500 \times 10^{-6} \mu$
応力計	BR-B型	20, 50, 100kg/cm ²
	BP-A型	2, 5, 10, 20kg/cm ²
間隙水圧計	BP-B型	2, 5, 10, 20kg/cm ²
	BE-B型	} 2, 5, 10kg/cm ²
土圧計	BE-C型	
	BE-D型	
	BE-E型	
	BE-F型	
変位変換器	BCD型	$\pm 5 \text{ mm}$

●カタログお送りいたします。

誌名記入のうえ広報係まで

土木計測器の専門メーカー

共和電業

本社・工場 東京都調布市下布田1219
電話 東京調布0424-83-5101

営業所/東京・大阪・名古屋・福岡・広島・札幌 出張所/水戸

ひずみ計 BS-A型

応力計 BR-B型

土圧計 BE-C・D型

間隙水圧計 BP-A・B型

専用指示器 BM-12A

